

THIAGO DIAS AZENHA

**EFEITOS DA PONTE EURICO GASPAR  
DUTRA NA MORFOLOGIA DO RIO  
PARAGUAI**

**CURITIBA**

**2014**



THIAGO DIAS AZENHA

# **EFEITOS DA PONTE EURICO GASPAR DUTRA NA MORFOLOGIA DO RIO PARAGUAI**

Dissertação apresentada como requisito parcial à obtenção do grau de Mestre em Engenharia Ambiental, no Programa de Pós-Graduação em Engenharia Ambiental, da Universidade Federal do Paraná.

Universidade Federal do Paraná – UFPR

Programa de Pós-Graduação em Engenharia Ambiental

Orientador: Prof. Dr. Maurício Felga Gobbi

CURITIBA

2014

Azenha, Thiago Dias

Efeitos da ponte Eurico Gaspar Dutra na morfologia do Rio Paraguai /  
Thiago Dias Azenha . – Curitiba, 2014.

140 f. : il.; tabs., grafs.

Dissertação (mestrado) – Universidade Federal do Paraná, Setor  
de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de  
Ambiental.

Orientador: Maurício Felga Gobbi

1. Evolução morfológica. 2. Pontes – Fundações e pilares.
3. Transporte de sedimento. I. Gobbi, Maurício Felga. II. Título.

CDD: 624.254

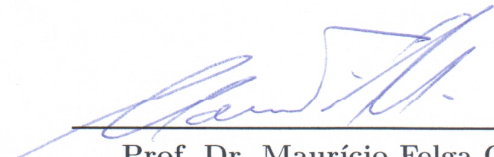


## **TERMO DE APROVAÇÃO**

**THIAGO DIAS AZENHA**

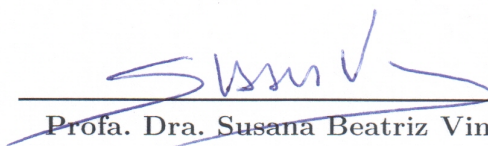
### **EFEITOS DA PONTE EURICO GASPAR DUTRA NA MORFOLOGIA DO RIO PARAGUAI**

Dissertação aprovada como requisito parcial para obtenção do grau de Mestre no Programa de Pós-Graduação em Engenharia Ambiental, da Universidade Federal do Paraná, pela seguinte banca examinadora:



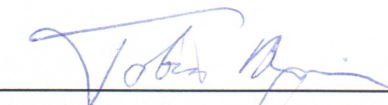
---

**Prof. Dr. Maurício Felga Gobbi**  
Orientador - Departamento de Engenharia  
Ambiental, UFPR



---

**Profa. Dra. Susana Beatriz Vinzon**  
Universidade Federal do Rio de Janeiro



---

**Prof. Dr. Tobias Bernward Bleninger**  
Departamento de Engenharia Ambiental,  
UFPR

**CURITIBA**

**2014**



# Agradecimentos

Primeiramente agradeço a Deus e a Nossa Senhora, simplesmente por estar vivo, por me guiar nos caminhos desconhecidos e por me amparar nos momentos mais difíceis.

Quero agradecer a meu orientador e professor, Maurício Felga Gobbi, pelos ensinamentos acadêmicos, por acreditar no meu potencial quando mais precisei e por ter me ajudado na elaboração desse trabalho.

Agradeço a meus pais, Marcos e Rosália, pelo amor, pelo cuidado, pela educação, pelos ensinamentos, pela liberdade, pelo aconchego, pela confiança e pelas orações. A minha irmã, Tháila, por palavras e frases inesperadas de incentivo. As minhas avós, mulheres dignas e minhas eternas educadoras. A meu avô, Acínésio Cruz Azenha, quem guardo na memória e é meu exemplo de pessoa. A toda minha família, que participou do meu crescimento.

Agradeço a Monica Luiza, por todos os momentos felizes, pelo apoio e incentivo nas horas que tudo parecia perdido e pelo amor incondicional. A sua mãe, Monica, seu pai, Luiz e seu/meu irmão Gustavo, por ter me recebido como membro da família e ter rezado por mim.

Quero agradecer também a meus amigos. Pessoas que apesar da distância nunca estão distantes. Em especial, agradeço a meu grande parceiro Tiago Osório, o irmão que a vida me deu.



*“Mestre não é quem sempre ensina, mas quem de repente aprende.”*  
*(Guimarães Rosa)*



# Resumo

O transporte de sedimentos em corpos d'água pode ser influenciado por diversas ações antrópicas, entre elas a construção de ponte sobre canais, com seus pilares imersos na água. Essas intervenções podem alterar a dinâmica dos rios, alterando as velocidades de escoamento da água e padrões de erosão/sedimentação ao longo do canal, mas principalmente na região da ponte. As obstruções causadas pelos pilares diminuem as velocidades a montante da ponte e aumentam as taxas de deposição de sedimento. Já nos vãos entre os pilares, o escoamento adquire altas velocidades. Esse efeito, somado a falta de sedimento, retido a montante, aumentam as taxas de erosão a jusante da ponte. Como consequência dessas mudanças abruptas de velocidade e transporte de sedimento, o leito do rio torna-se irregular, apresentando grandes variações de profundidades. O presente trabalho tem por objetivo analisar os efeitos dos pilares da ponte Eurico Gaspar Dutra sobre a evolução morfológica do rio Paraguai. A área de estudo está localizada no trecho do Passo do Jacaré, distrito de Porto Esperança, no Estado do Mato Grosso do Sul, Brasil. Para essas análises avaliou-se a hidrodinâmica e o transporte de sedimento do rio, com o auxílio de dois modelos matemáticos bidimensionais integrados na vertical, o CCHE2D e o Delft3D. Ambos modelos permitem simulações de escoamentos com superfície livre, transporte de sedimento e processos morfológicos. A metodologia do trabalho seguiu trabalhos científicos que discutem evolução morfológica de fundo de rios sob influência de obstáculos, apesar das peculiares características do rio Paraguai. A comparação dos resultados gerados pelos modelos com a realidade, comprova que a presença da ponte altera os processos de transporte de sedimento, a montante e a jusante, e tem efeitos indesejáveis para a própria estrutura da ponte. A ausência de pilares faz com que o leito se modifique rapidamente para atingir um novo equilíbrio dinâmico, diminuindo as grandes variações de profundidade.

**Palavras-chaves:** evolução morfológica, efeitos da ponte, transporte de sedimento.





# Abstract

Sediment transport in water bodies can be influenced by several human activities, including the construction of a bridge over rivers with its piers inserted in water. These disturbances can modify the river dynamics, by changing the water flow rates and erosion/sedimentation patterns along to the channel, but mainly at the bridge surroundings. Constriction of piers decrease the velocities upstream and increase deposition sediment rates. The flow gets high speeds at the gaps between the piers. This effect, coupled with the lack of sediment trapped upstream, increase erosion rates downstream of the bridge. As result these velocities and sediment transport changes, river bed becomes irregular with large depths variations. This study aims to analyze the Eurico Gaspar Dutra bridge piers effects on the Paraguai river morphological evolution. The study area is stretch Passo do Jacaré, Porto Esperança district, in the Mato Grosso do Sul state, Brazil. The analyzes evaluated the river hydrodynamics and sediment transport with two-dimensional depth-integrated mathematical models, CCHE2D and Delft3D. Both models allow simulations of free surface flows, sediment transport and morphological processes. The study methodology followed papers that discuss river morphological evolution under barriers influences, despite peculiar characteristics of the Paraguai river. The comparison of the results generated by the models indicate that the bridge changes the sediment transport processes, upstream and downstream, with undesirable effects on the structure of the bridge. Removal of the piers causes the bed to modify quickly to achieve a new dynamic equilibrium, reducing large depth variations.

**Key-words:** morphological evolution, bridge effects, sediment transport.



# Lista de ilustrações

Figura 1 – Solapamento em estruturas. Modificado de U.S. Department of Transportation. . . . .	33
Figura 2 – Esquema da geometria do modelo. . . . .	46
Figura 3 – Localização da área de estudo. Fonte: ITTI (2012). . . . .	65
Figura 4 – Ponte Eurico Gaspar Dutra. Fonte: Nakao et al. (2009). . . . .	66
Figura 5 – Batimetrias realizadas nos anos de 2008 e 2011. . . . .	67
Figura 6 – Cotas do leito do rio referenciadas ao Zero da Régua. . . . .	68
Figura 7 – Dados de Vazão. Fonte: ANA, 2013. . . . .	69
Figura 8 – Dados de Cota Média. Fonte: ANA, 2013. . . . .	70
Figura 9 – Malha do domínio estudado para o modelo CCHE2D. . . . .	73
Figura 10 – Malha com interpolação triangular representando a elevação do leito em metros em relação ao nível do mar. . . . .	74
Figura 11 – Localização das seções medidas pelo ADCP. Fonte: ITTI, 2012. . . . .	75
Figura 12 – Comparação da Velocidade na Seção 1. . . . .	76
Figura 13 – Comparação da Velocidade na Seção 4. . . . .	77
Figura 14 – Comparação da Velocidade na Seção 8. . . . .	77
Figura 15 – Comparação da Velocidade na Seção 14. . . . .	78
Figura 16 – Descargas 5 vezes maior de sedimento. . . . .	80
Figura 17 – Descargas médias de sedimento adotado em ITTI (2012). . . . .	80
Figura 18 – Descargas 5 vezes menor de sedimento. . . . .	80
Figura 19 – Mudança de leito em metros para $\alpha > 1$ . . . . .	82
Figura 20 – Mudança de leito em metros para $\alpha = 0.8$ . . . . .	82
Figura 21 – Mudança de leito em metros para $\alpha = 0.5$ . . . . .	82
Figura 22 – Mudança de leito em metros para $\alpha = 0.25$ . . . . .	82
Figura 23 – Mudança do perfil do leito imediatamente antes da ponte. . . . .	83
Figura 24 – Mudança do perfil do leito imediatamente depois da ponte. . . . .	83
Figura 25 – Seções Transversais e Longitudinal. . . . .	84
Figura 26 – Seção Transversal a Montante. . . . .	85
Figura 27 – Seção Transversal a Jusante. . . . .	86
Figura 28 – Vetores Velocidade. . . . .	86
Figura 29 – Seção Longitudinal. . . . .	87
Figura 30 – Seções Transversais e Longitudinal. . . . .	88
Figura 31 – Comparação da Mesma Seção Transversal a Montante. . . . .	89
Figura 32 – Seção transversal A - CCHE2D. . . . .	90

Figura 33 – Seção transversal B - CCHE2D. . . . .	90
Figura 34 – Seção transversal C - CCHE2D. . . . .	91
Figura 35 – Seção transversal D - CCHE2D. . . . .	91
Figura 36 – Seção transversal E - CCHE2D. . . . .	92
Figura 37 – Comparação das Seções Longitudinais. . . . .	94
Figura 38 – Contorno terrestre. . . . .	95
Figura 39 – Grade computacional. . . . .	95
Figura 40 – Ortogonalidade da grade curvilínea. . . . .	96
Figura 41 – Suavidade na direção M. . . . .	97
Figura 42 – Suavidade na direção N. . . . .	97
Figura 43 – Dados batimétricos interpolados. . . . .	98
Figura 44 – Comparação da Velocidade na Seção 1. . . . .	99
Figura 45 – Comparação da Velocidade na Seção 4. . . . .	99
Figura 46 – Comparação da Velocidade na Seção 8. . . . .	100
Figura 47 – Comparação da Velocidade na Seção 14. . . . .	100
Figura 48 – Transporte de carga de leito e suspensão para o mês de Janeiro a uma vazão de 1868,251 m <sup>3</sup> /s e nível d'água de 2,71 m. . . . .	102
Figura 49 – Transporte de carga de leito e suspensão para o mês de Fevereiro a uma vazão de 2817,43 m <sup>3</sup> /s e nível d'água de 4,16 m. . . . .	102
Figura 50 – Transporte de carga de leito e suspensão para o mês de Março a uma vazão de 2966,344 m <sup>3</sup> /s e nível d'água de 4,35 m. . . . .	103
Figura 51 – Transporte de carga de leito e suspensão para o mês de Abril a uma vazão de 3494,484 m <sup>3</sup> /s e nível d'água de 4,95 m. . . . .	103
Figura 52 – Transporte de carga de leito e suspensão para o mês de Maio a uma vazão de 3908,767 m <sup>3</sup> /s e nível d'água de 5,38 m. . . . .	104
Figura 53 – Transporte de carga de leito e suspensão para o mês de Junho a uma vazão de 3930,108 m <sup>3</sup> /s e nível d'água de 5,40 m. . . . .	104
Figura 54 – Transporte de carga de leito e suspensão para o mês de Julho a uma vazão de 3490,703 m <sup>3</sup> /s e nível d'água de 4,95 m. . . . .	105
Figura 55 – Transporte de carga de leito e suspensão para o mês de Agosto a uma vazão de 3001,696 m <sup>3</sup> /s e nível d'água de 4,39 m. . . . .	105
Figura 56 – Transporte de carga de leito e suspensão para o mês de Setembro a uma vazão de 2488,714 m <sup>3</sup> /s e nível d'água de 3,72 m. . . . .	106
Figura 57 – Transporte de carga de leito e suspensão para o mês de Outubro a uma vazão de 1843,446 m <sup>3</sup> /s e nível d'água de 2,69 m. . . . .	106
Figura 58 – Transporte de carga de leito e suspensão para o mês de Novembro a uma vazão de 1390,463 m <sup>3</sup> /s e nível d'água de 1,78 m. . . . .	107

Figura 59 – Transporte de carga de leito e suspensa para o mês de Dezembro a uma vazão de 1294,531 m <sup>3</sup> /s e nível d'água de 1,48 m. . . . .	107
Figura 60 – Comparação entre as velocidades e as profundidades da seção de entrada e da seção a 1100 m para o mês de Janeiro. . . . .	109
Figura 61 – Comparação do transporte de carga de leito entre as seções. . . . .	109
Figura 62 – Comparação do transporte de carga suspensa entre as seções. . . . .	109
Figura 63 – Comparação entre as velocidades e as profundidades da seção de entrada e da seção a 1500 m para o mês de Fevereiro. . . . .	110
Figura 64 – Comparação do transporte de carga de leito entre as seções. . . . .	110
Figura 65 – Comparação do transporte de carga suspensa entre as seções. . . . .	110
Figura 66 – Comparação entre as velocidades e as profundidades da seção de entrada e da seção a 1500 m para o mês de Março. . . . .	111
Figura 67 – Comparação do transporte de carga de leito entre as seções. . . . .	111
Figura 68 – Comparação do transporte de carga suspensa entre as seções. . . . .	111
Figura 69 – Comparação entre as velocidades e as profundidades da seção de entrada e da seção a 1100 m para o mês de Abril. . . . .	112
Figura 70 – Comparação do transporte de carga de leito entre as seções. . . . .	112
Figura 71 – Comparação do transporte de carga suspensa entre as seções. . . . .	112
Figura 72 – Comparação entre as velocidades e as profundidades da seção de entrada e da seção a 1500 m para o mês de Maio. . . . .	113
Figura 73 – Comparação do transporte de carga de leito entre as seções. . . . .	113
Figura 74 – Comparação do transporte de carga suspensa entre as seções. . . . .	113
Figura 75 – Comparação entre as velocidades e as profundidades da seção de entrada e da seção a 1600 m para o mês de Junho. . . . .	114
Figura 76 – Comparação do transporte de carga de leito entre as seções. . . . .	114
Figura 77 – Comparação do transporte de carga suspensa entre as seções. . . . .	114
Figura 78 – Comparação entre as velocidades e as profundidades da seção de entrada e da seção a 1100 m para o mês de Julho. . . . .	115
Figura 79 – Comparação do transporte de carga de leito entre as seções. . . . .	115
Figura 80 – Comparação do transporte de carga suspensa entre as seções. . . . .	115
Figura 81 – Comparação entre as velocidades e as profundidades da seção de entrada e da seção a 1100 m para o mês de Agosto. . . . .	116
Figura 82 – Comparação do transporte de carga de leito entre as seções. . . . .	116
Figura 83 – Comparação do transporte de carga suspensa entre as seções. . . . .	116
Figura 84 – Comparação entre as velocidades e as profundidades da seção de entrada e da seção a 1100 m para o mês de Setembro. . . . .	117
Figura 85 – Comparação do transporte de carga de leito entre as seções. . . . .	117

Figura 86 – Comparação do transporte de carga suspensa entre as seções. . . . .	117
Figura 87 – Comparação entre as velocidades e as profundidades da seção de entrada e da seção a 1100 m para o mês de Outubro. . . . .	118
Figura 88 – Comparação do transporte de carga de leito entre as seções. . . . .	118
Figura 89 – Comparação do transporte de carga suspensa entre as seções. . . . .	118
Figura 90 – Comparação entre as velocidades e as profundidades da seção de entrada e da seção a 1100 m para o mês de Novembro. . . . .	119
Figura 91 – Comparação do transporte de carga de leito entre as seções. . . . .	119
Figura 92 – Comparação do transporte de carga suspensa entre as seções. . . . .	119
Figura 93 – Comparação entre as velocidades e as profundidades da seção de entrada e da seção a 1100 m para o mês de Dezembro. . . . .	120
Figura 94 – Comparação do transporte de carga de leito entre as seções. . . . .	120
Figura 95 – Comparação do transporte de carga suspensa entre as seções. . . . .	120
Figura 96 – Localização das seções transversais analisadas . . . . .	123
Figura 97 – Seção transversal A - Delft3D. . . . .	124
Figura 98 – Seção transversal B - Delft3D. . . . .	124
Figura 99 – Seção transversal C - Delft3D. . . . .	125
Figura 100 – Seção transversal D - Delft3D. . . . .	126
Figura 101 – Seção transversal E - Delft3D. . . . .	126
Figura 102 – Seção transversal F - Delft3D. . . . .	127
Figura 103 – Seção transversal G - Delft3D. . . . .	128
Figura 104 – Seção transversal H - Delft3D. . . . .	129
Figura 105 – Seção transversal I - Delft3D. . . . .	129
Figura 106 – Seção transversal J - Delft3D. . . . .	130
Figura 107 – Seção transversal K - Delft3D. . . . .	131
Figura 108 – Seção transversal L - Delft3D. . . . .	132
Figura 109 – Seção transversal M - Delft3D. . . . .	132
Figura 110 – Localização das seções longitudinais analisadas . . . . .	133
Figura 111 – Seção longitudinal N - Delft3D. . . . .	134
Figura 112 – Seção longitudinal O - Delft3D. . . . .	134
Figura 113 – Seção longitudinal P - Delft3D. . . . .	135
Figura 114 – Seção longitudinal Q - Delft3D. . . . .	135

# Lista de tabelas

Tabela 1 – Classificação granulométrica. . . . .	71
Tabela 2 – Sedimento de fundo. . . . .	71
Tabela 3 – Sedimento suspenso. . . . .	71
Tabela 4 – Dados hidrográficos de entrada e de saída. . . . .	79
Tabela 5 – Mudança média de cada seção após 8 anos . . . . .	93
Tabela 6 – Dados obtidos de vazão, cota d'água e de sedimento a cada mês. . . . .	121





# Lista de abreviaturas e siglas

1D	Unidimensional
2D	Bidimensional
3D	Tridimensional
ADCP	Acoustic Doppler Current Profiler
ANA	Agência Nacional das Águas
CONAMA	Conselho Nacional de Meio Ambiente
DNIT	Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes
Iphan	Instituto do Patrimônio Artístico e Histórico Nacional
LAMIR	Laboratório de Análises Minerais e Rochas
MS	Mato Grosso do Sul
NCCHE	National Center for Computational Hydroscience and Engineering
SIG	Sistema de Informação Geográfica
UFPR	Universidade Federal do Paraná
UTM	Universal Transversa de Mercator



# Lista de símbolos

## Símbolos Romanos Minúsculos

$x, y$	- Coordenadas cartesianas	m
$u$	- Velocidade do escoamento integrada na vertical na direção $x$	m/s
$v$	- Velocidade do escoamento integrada na vertical na direção $y$	m/s
$t$	- Tempo	s
$g$	- Aceleração da gravidade	m/s <sup>2</sup>
$d_s$	- Diâmetro da partícula de sedimento	m
$d_{50}$	- Diâmetro médio da partícula de sedimento	m
$h$	- Profundidade do rio	m
$d$	- Profundidade abaixo do plano de referência	m
$k_s$	- Altura da rugosidade na superfície do leito	m
$q$	- Vazão por unidade de largura	m <sup>2</sup> /s
$z_s$	- Zona de carga suspensa	m
$z_b$	- Zona de carga de leito	m
$u^*$	- Velocidade de atrito	m/s
$c$	- Concentração de sedimento suspenso	kg/m <sup>3</sup>
$q_b$	- Carga de leito	kg/m/s
$n$	- Coeficiente de Manning	[m <sup>-1/3</sup> /s]
$p'$	- Porosidade	[ ]
$f_{Cor}$	- Coeficiente de Coriolis	[ ]
$f_c$	- Fator de fricção de Darcy-Weisbach	[ ]
$f_{MORFAC}$	- Fator de aceleração morfológica	[ ]

## Símbolos Romanos Maiúsculos

$U$	- Velocidade média do escoamento na direção $x$	m/s
$V$	- Velocidade média do escoamento na direção $y$	m/s
$U_\xi$	- Velocidade integrada na vertical na direção $\xi$	m/s
$V_\eta$	- Velocidade integrada na vertical na direção $\eta$	m/s
$\sqrt{G_{\xi\xi}}, \sqrt{G_{\eta\eta}}$	- Coeficientes de transformação de coordenadas curvilíneas para coordenadas retangulares	
$Q$	- Vazão total	m <sup>3</sup> /s
$Q_t$	- Contribuição devido à vazão por unidade de área	m/s
$E_b$	- Fluxo de erosão	kg/m <sup>2</sup> /s
$E_b$	- Fluxo de deposição	kg/m <sup>2</sup> /s
$L_s$	- Comprimento de adaptação ao não-equilíbrio	m
$L_{s,s}$	- Comprimento de adaptação da carga suspensa ao não-equilíbrio	m
$L_{s,b}$	- Comprimento de adaptação da carga de leito ao não-equilíbrio	m
$H$	- Profundidade total da água	m
$P_\xi$	- Gradiente de pressão hidrostática na direção $\xi$	kg/m <sup>2</sup> /s <sup>2</sup>
$P_\eta$	- Gradiente de pressão hidrostática na direção $\eta$	kg/m <sup>2</sup> /s <sup>2</sup>
$F_\xi$	- Fluxo da quantidade de movimento turbulento na direção $\xi$	m/s <sup>2</sup>
$F_\eta$	- Fluxo da quantidade de movimento turbulento na direção $\eta$	m/s <sup>2</sup>
$M_\xi$	- Fonte ou sumidouro de quantidade de movimento na direção $\xi$	m/s <sup>2</sup>
$M_\eta$	- Fonte ou sumidouro de quantidade de movimento na direção $\eta$	m/s <sup>2</sup>
$C_{2D}$	- Coeficiente de Chezy 2D	m <sup>1/2</sup> /s
$D_H$	- Difusividade horizontal	m <sup>2</sup> /s
$D_V$	- Difusividade vertical	m <sup>2</sup> /s
$S_b$	- Taxa de transporte de carga de leito	kg/m/s

$S_{b,uu}^{(m,n)}$	- Transporte de carga de leito na direção $u$	kg/m/s
$S_{b,vv}^{(m,n)}$	- Transporte de carga de leito na direção $v$	kg/m/s
$A^{(m,n)}$	- Área da célula computacional na localidade (m,n)	m <sup>2</sup>
$M$	- Mobilidade do sedimento devido às ondas e correntes	[ ]
$M_e$	- Mobilidade do excesso de sedimento	[ ]
$A_{xy}$	- Coeficiente de ajustamento ao valor da viscosidade turbulenta	[ ]
$S$	- Indicação de fonte ou sumidouro por unidade de área	[ ]

### Símbolos Gregos Minúsculos

$\xi, \eta$	- Coordenadas curvilíneas ortogonais	[ ]
$\rho$	- Densidade da água	kg/m <sup>3</sup>
$\rho_s$	- Densidade do sedimento	kg/m <sup>3</sup>
$\gamma$	- Peso específico da água	N/m <sup>3</sup>
$\gamma_s$	- Peso específico do sedimento	N/m <sup>3</sup>
$\omega_s$	- Velocidade de queda da partícula	m/s
$\eta$	- Elevação da superfície da água	m
$\zeta$	- Elevação do leito	m
$\zeta'$	- Elevação da superfície livre sobre o ponto de referência	m
$\lambda$	- Profundidade relativa do escoamento	m
$\delta_s$	- Altura do salto das partículas de sedimento	m
$\nu$	- Viscosidade cinemática da água	m <sup>2</sup> /s
$\nu_t$	- Viscosidade turbulenta	m <sup>2</sup> /s
$\nu_H$	- Coeficiente horizontal de viscosidade turbulenta	m <sup>2</sup> /s
$\varepsilon_s$	- Difusividade turbulenta do sedimento	m <sup>2</sup> /s
$\tau_{xx}, \tau_{xy}, \tau_{yx}, \tau_{yy}$	- Tensões de Reynolds	N/m <sup>2</sup>

$\tau_{\xi\xi}, \tau_{\xi\eta}, \tau_{\eta\xi}, \tau_{\eta\eta}$	- Tensões de Reynolds	N/m <sup>2</sup>
$\tau_{bx}, \tau_{by}$	- Tensões de cisalhamento no leito	N/m <sup>2</sup>
$\delta$	- Gravidade específica	[ ]
$\kappa$	- Constante de von Karman	(= 0,41)
$\alpha$	- Coeficiente de adaptação	[ ]
$\sigma_s$	- Número de Prandtl-Schmidt	[ ]
$\sigma$	- Coordenada vertical	[ ]

### Símbolos Gregos Maiúsculos

$\Delta_{SED}^{(m,n)}$	- Mudança na quantidade de sedimento na localidade (m,n)	kg/m <sup>2</sup>
$\Delta t$	- Passo de tempo computacional	s
$\Delta x^{(m,n)}$	- Largura da célula na direção x	m
$\Delta y^{(m,n)}$	- Largura da célula na direção y	m

# Sumário

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO</b>	<b>27</b>
<b>2</b>	<b>REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b>	<b>29</b>
<b>2.1</b>	<b>Transporte de Sedimento em Rios</b>	<b>29</b>
2.1.1	Propriedades do Sedimento	30
<b>2.2</b>	<b>Efeitos dos Pilares da Ponte no Transporte de Sedimento</b>	<b>31</b>
<b>2.3</b>	<b>Solapamento do Leito ao Redor dos Pilares das Pontes</b>	<b>33</b>
<b>2.4</b>	<b>Modelos Matemáticos de Transporte de Sedimentos</b>	<b>34</b>
<b>2.5</b>	<b>Modelos Verticalmente Integrados</b>	<b>38</b>
2.5.1	Aplicação do Modelo CCHE2D	38
2.5.2	O Modelo Delft3D	40
2.5.3	O Modelo River2D	40
<b>3</b>	<b>FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA</b>	<b>43</b>
<b>3.1</b>	<b>Sistema CCHE</b>	<b>43</b>
3.1.1	Gerador de Malha do CCHE2D	43
3.1.1.1	Interpolação do Leito	44
3.1.2	Equações Governantes do CCHE2D	45
3.1.3	Modelos de Viscosidade Turbulenta	47
3.1.4	Modelo Bidimensional $k - \varepsilon$ para Escoamento Integrado na Vertical	49
3.1.5	Tensão de Cisalhamento no Leito	50
3.1.6	Condições Iniciais e de Contorno	51
3.1.6.1	Regimes Permanente, Não-Permanente e Quase-Permanente	53
3.1.7	Transporte de Sedimento e Simulação da Mudança de Leito	53
3.1.7.1	Comprimento de Adaptação ao Não-Equilíbrio $L_s$	57
3.1.7.2	Contribuição das Margens no Transporte de Sedimento	58
<b>3.2</b>	<b>Descrição do Modelo Delft3D</b>	<b>58</b>
3.2.1	Módulo Delft3D-RGFGRID	59
3.2.2	Módulo Delft3D - QUICKIN	59
3.2.3	Módulo Hidrodinâmico	59
3.2.3.1	Condições de Contorno	62
3.2.4	Transporte de Sedimento e Morfologia	62
3.2.4.1	Transporte de Carga Suspensa	62
3.2.4.2	Transporte de Carga de Leito	63

3.2.4.3	Atualização da Morfologia . . . . .	63
3.2.4.4	Fator da Escala Morfológica . . . . .	64
<b>4</b>	<b>METODOLOGIA . . . . .</b>	<b>65</b>
<b>4.1</b>	<b>Caracterização da Área de Estudo . . . . .</b>	<b>65</b>
<b>4.2</b>	<b>Dados Batimétricos . . . . .</b>	<b>66</b>
<b>4.3</b>	<b>Dados de Vazão e de Cota Média . . . . .</b>	<b>68</b>
<b>4.4</b>	<b>Dados de Sedimento . . . . .</b>	<b>70</b>
<b>5</b>	<b>RESULTADOS . . . . .</b>	<b>73</b>
<b>5.1</b>	<b>Geração da Malha - CCHE2D . . . . .</b>	<b>73</b>
<b>5.2</b>	<b>Validação da Hidrodinâmica - CCHE2D . . . . .</b>	<b>75</b>
<b>5.3</b>	<b>Sensibilidade das Condições de Contorno - CCHE2D . . . . .</b>	<b>78</b>
<b>5.4</b>	<b>Ajustamento do Modelo - CCHE2D . . . . .</b>	<b>80</b>
<b>5.5</b>	<b>Evolução do Leito - CCHE2D . . . . .</b>	<b>84</b>
<b>5.6</b>	<b>Geração da Grade - Delft3D . . . . .</b>	<b>95</b>
<b>5.7</b>	<b>Interpolação da Profundidade - Delft3D . . . . .</b>	<b>97</b>
<b>5.8</b>	<b>Validação da Hidrodinâmica - Delft3D . . . . .</b>	<b>98</b>
<b>5.9</b>	<b>Ajustamento das Condições de Contorno - Delft3D . . . . .</b>	<b>101</b>
<b>5.10</b>	<b>Evolução do Leito - Delft3D . . . . .</b>	<b>122</b>
<b>6</b>	<b>CONCLUSÕES . . . . .</b>	<b>137</b>
	<b>Referências . . . . .</b>	<b>139</b>



# 1 Introdução

O transporte de sedimento em corpos d'água é um dos fenômenos mais comuns que ocorrem na natureza. Esse transporte pode acontecer em rios, lagos, reservatórios e mares e está relacionado às características hidrodinâmicas e o tipo de sedimento.

Os processos de erosão, transporte e deposição podem causar ajustamentos locais e de todo o sistema, no leito e nas margens do canal de um rio. Naturalmente, os rios são dinâmicos e mudanças ocorrem ao longo do tempo como resultado do transporte de sedimento. Porém, se analisado uma escala de tempo grande, é possível observar que as mudanças em um rio tendem a flutuar sobre uma condição de equilíbrio, conhecida como equilíbrio dinâmico. Perturbações no curso d'água afetam esses transportes de sedimento e o canal pode se tornar instável. Essas perturbações podem ser causadas por barragens, desvios da água, diques, estradas, proteção das margens, remoção de vegetação, urbanização, entre outros fatores.

Um outro tipo de perturbação antrópica que pode alterar a dinâmica de um rio são as pontes. As estruturas de uma ponte são obstáculos à passagem da água e são capazes de provocar efeitos locais e efeitos em uma escala maior. Os efeitos locais são resultados da remoção de sedimento pelos vórtices gerados ao redor das obstruções e a deposição atrás dos pilares onde a velocidade é mínima. Já os efeitos mais distantes observados, em uma escala maior, tendem a diminuir a velocidade do escoamento imediatamente antes da ponte e causar deposição de maiores quantidades de sedimento no leito. Por outro lado, imediatamente após a ponte, o escoamento adquire velocidades e cisalhamentos maiores pois a água atravessa seções transversais menores e tendem a solapar o fundo. É por isso que pontes com pilares mal projetados modificam a evolução do leito do rio e, em casos extremos, tendem a ceder.

Uma importante ferramenta para prever o comportamento do escoamento de rios e transporte de sedimento é a modelagem numérica. Os modelos podem ser classificados em modelos unidimensionais (1D), bidimensionais (2D) ou tridimensionais (3D). Modelos 2D podem ser aplicados com sucesso quando os processos 3D não são importantes e quando a largura do rio é muito maior que a profundidade. Somado a isso, os modelos 2D permitem uma examinação mais detalhada das respostas morfológicas do leito do que os modelos unidimensionais.

Um exemplo desse tipo de modelo é o CCHE2D (ZHANG, 2006), desenvolvido pelo Centro Nacional para Hidrociência Computacional e Engenharia da Universidade

do Mississippi, para simulações bidimensionais e análises de escoamento de rios. Outro modelo disponível e utilizado nesse trabalho é sistema de modelagem Delft3D, desenvolvido pelo WL Delft Hydraulics, Delft, Holanda. O Delft3D é capaz de simular escoamento não-uniforme bidimensional em profundidade média ou tridimensional, transporte de sedimento e evolução da morfologia.

O principal objetivo deste trabalho é analisar a influência dos pilares da Ponte Eurico Gaspar Dutra na evolução morfológica do leito do rio Paraguai em Porto Esperança/MS, uma vez que o leito configura-se com grande variação de profundidade. Para auxiliar as observações, o trabalho adota dois modelos bidimensionais integrados na vertical como ferramenta de geração de resultados e posterior comparação desses. Esses modelos foram usados para simulações e análises de escoamentos com superfície livre, transporte de sedimento e processos morfológicos.

A descrição geral de cada capítulo desta dissertação é apresentada na sequência.

A revisão bibliográfica que auxilia a elaboração do trabalho é apresentada no Capítulo 2.

O Capítulo 3 exhibe as fundamentações teóricas dos dois modelos numéricos utilizados para analisar os efeitos da ponte no transporte de sedimento. As peculiaridades de cada modelo é descrita mais profundamente durante as seções desse capítulo.

A metodologia de trabalho, como a região de estudo e os dados de vazão, de nível da água e de sedimento utilizados no trabalho são apresentados no Capítulo 4.

O Capítulo 5 apresenta os resultados obtidos durante todas as etapas do trabalho, incluindo, a geração da malha e da grade, a validação hidrodinâmica, a calibração das condições de contorno e a evolução morfológica gerada por cada modelo.

O Capítulo 6 aborda as conclusões obtidas devido à comparação entre os modelos e entre esses e a realidade. No fim do capítulo são sugeridas algumas recomendações às pesquisas futuras com o intuito de continuidade dos estudos.

Finalmente, as referências bibliográficas utilizadas nesse trabalho são apresentadas ao final.

## 2 Revisão Bibliográfica

A seção 2.1 aborda as características do transporte de sedimentos em rios e as propriedades físicas dos sedimentos. Na seção 2.2 e na seção 2.3 são apresentados os efeitos causados pelos pilares de uma ponte sobre o transporte de sedimento em canais naturais. A seção 2.4 trata de trabalhos científicos que utilizaram modelos matemáticos para estimar transporte de sedimento. Já na seção 2.5, mais especificamente, trata dos modelos verticalmente integrados, apresentando alguns exemplos de modelos disponíveis.

### 2.1 Transporte de Sedimento em Rios

O movimento de um fluido escoando através do seu leito tende a mover o material do leito para regiões mais a jusante. Fisicamente, esse fenômeno ocorre quando a tensão de cisalhamento do leito excede um valor crítico. Somado a isso, o transporte de sedimento está relacionado a declividade do canal, a velocidade do escoamento, a vazão de entrada de sedimento e a morfologia do canal. Quando cada um desses parâmetros permitem um rio tornar-se estável, é dito que esse rio alcança um equilíbrio dinâmico.

van Rijn (1993) define erosão como o processo de movimento ou remoção das partículas de sedimento a partir de sua fonte original ou lugar de repouso.

Existem três diferentes tipos de movimento das partículas:

- rolando e/ou deslizando, quando o valor da tensão de cisalhamento do leito excede o valor crítico para início do movimento. Nesse tipo de movimento o sedimento do leito rola e/ou desliza em contato contínuo com o leito;
- saltando ou pulando, quando o valor da tensão de cisalhamento aumenta ainda mais. Nessa situação as partículas movem-se ao longo do leito através de maiores ou menores saltos;
- suspenso, quando o valor da tensão de cisalhamento do leito excede o valor da velocidade de queda das partículas. As forças turbulentas ascendentes são maiores que o peso das partículas e o sedimento é transportado em suspensão.

A bibliografia especializada costuma classificar o transporte de sedimento de duas formas distintas: transporte de carga de leito, abrangendo aqueles transportes por rolamento, deslizamento e saltação; e transporte de carga suspensa, abrangendo aquele transporte de partículas em suspensão.

Assim, pode-se definir carga suspensa como aquela parte da carga de sedimento que são mantidos em suspensão por um considerável tempo por ação de componentes ascendentes do escoamento turbulento gerados no leito do canal. Carga de leito é definida como parte do sedimento que move-se por saltação, rolamento ou deslizamento, ou seja, o transporte de sedimento ocorre tangencialmente ao leito (HASSANZADEH, 2012). De acordo com van Rijn (1993) o transporte de carga de leito e o transporte de carga suspensa podem ocorrer simultaneamente, mas a zona de transição entre eles não é bem definida.

Em todos os rios, se a carga de sedimento excede a capacidade de transporte do escoamento causa assoreamento do leito. No caso oposto, onde a carga de sedimento é muito menor que a capacidade de carregamento do escoamento, o canal erode e aprofunda seu leito. Os processos de transporte de sedimento são dominantes em regiões próximas ao leito. Assim, é importante conhecer a magnitude e a direção das velocidades e tensões de cisalhamento próximos ao leito. Além disso, as interações entre líquido e sólido que possibilitam o movimento de sedimentos são fortemente influenciadas pelas propriedades do sedimento.

### 2.1.1 Propriedades do Sedimento

O tamanho da partícula é a propriedade física mais importante do sedimento (HASSANZADEH, 2012), pois tem efeito direto na mobilidade deste. Existem diversas formas de determinar o tamanho das partículas que compõem os sedimentos do leito e em suspensão, entre elas o peneiramento em malhas de diferentes aberturas.

Outra propriedade que afeta o transporte é a forma da partícula de sedimento, porém, segundo Hassanzadeh (2012), não existe um modo quantitativo de medir a forma e seus efeitos no transporte de sedimento.

Deve-se considerar ainda a densidade das partículas. A densidade mássica de uma partícula sólida,  $\rho_s$ , representa a massa sólida por unidade de volume. Ainda pode-se determinar o peso específico da partícula,  $\gamma_s$ , pela multiplicação entre a densidade da partícula ( $\rho_s$ ) e a aceleração da gravidade ( $g$ ). A razão entre o peso específico da partícula sólida ( $\gamma_s$ ) e o peso específico do fluido ( $\gamma$ ), ou entre a densidade da partícula ( $\rho_s$ ) e a densidade do fluido ( $\rho$ ), define a gravidade específica  $\delta$ . A gravidade específica é adimensional.

$$\delta = \frac{\gamma_s}{\gamma} = \frac{\rho_s}{\rho} \quad (2.1)$$

A velocidade de queda da partícula  $\omega_s$  é uma propriedade hidráulica do sedimento inteiramente relacionada ao seu tamanho, sua forma, sua densidade e a viscosidade do fluido. Esse parâmetro é uma das variáveis chave no estudo do transporte de sedimento e é importante para entender os processos de suspensão e deposição. Se a partícula cair sob ação da gravidade, alcançará velocidade de queda constante, chamada de velocidade terminal.

## 2.2 Efeitos dos Pilares da Ponte no Transporte de Sedimento

A construção de uma ponte provoca alteração no movimento natural dos sedimentos e, por consequência, mudanças morfológicas no leito devido à influência dos pilares. Esses modificam a morfologia do canal pelo aumento da velocidade e também age como obstruções ao escoamento. Quando os pilares de uma ponte constroem o canal ativo e a planície de inundação, eles alteram a capacidade local de transporte de água e de sedimento. A constrição provoca velocidades maiores através da ponte, que resulta no aumento da capacidade de transporte. Entretanto, em regiões a montante da constrição as velocidades são baixas, o que reduz a capacidade de transporte e provoca deposição de sedimento (RANDLE et al., 2006).

Pathak, Kotnala e Prabakaran (1988) analisaram as mudanças morfológicas do leito do Rio Mandovi, Índia, sob influência de 13 pilares. Os autores utilizaram dados batimétricos de três períodos de tempo diferentes: antes da construção da ponte, durante a construção e após a construção. Os resultados das comparações dos perfis topográficos do leito nas diferentes situações mostram que, a montante da ponte, o leito do rio tornou-se mais raso após a implantação dos pilares. Ao contrário, a jusante da ponte erosões aconteceram devido ao afunilamento do escoamento pelos pilares. Os autores observaram também que após a ponte o perfil do leito caracteriza-se por ser bastante irregular.

Fisicamente, os sedimentos se depositam quando a velocidade do escoamento diminui e são erodidos quando a velocidade aumenta. Sob influência dos pilares, em regiões a montante, a velocidade reduz e em regiões a jusante, devido ao estreitamento, as velocidades tendem a aumentar.

Biswas (2010) estudou os efeitos de pilares com grandes larguras de uma ponte em fase inicial de construção sobre a morfologia do rio Surma, em Bangladesh. Utilizando um modelo morfológico 2D, o autor observou uma grande deposição de sedimento antes da ponte, ao longo da margem esquerda do rio. Pelo contrário, um grande solapamento do leito foi observado ao redor sob o estreitamento causado pelos pilares. A fim de enfatizar os mudanças morfológicas causadas, o autor ainda comparou os perfis transversais da região

de localização da ponte obtido após simulações com os pilares e retirando os pilares. Sob influência dos pilares a topografia do leito é bastante irregular, principalmente com grandes erosões nos vãos da ponte. Sem os pilares o perfil do leito do rio se mostrou bastante homogêneo, com alguma erosão próxima à margem.

Yeh et al. (2010) estudaram os efeitos da ponte Chi-Chi Weir que cruza o rio Choshui em Taiwan. Inicialmente observaram a diferença de elevação do leito em três anos consecutivos e concluíram que a montante da ponte há grande contenção dos sedimentos, elevando o leito, enquanto a jusante há sérios problemas de erosão e solapamento. Depois, a fim de avaliar a tendência das mudanças morfológicas e o transporte de sedimento a montante e a jusante da ponte foi usado um modelo bidimensional, o CCHE2D, que será discutido posteriormente nesse trabalho. Os resultados das simulações tiveram boa concordância com os dados medidos em campo e os autores puderam observar uma tendência de erosão no início do domínio e imediatamente após os pilares. Já as áreas de grande deposição estavam localizadas antes da ponte, onde as velocidades de escoamento diminuem.

Um outro estudo sobre mudanças morfológicas foi conduzido por Al-Taiee e Al-Hamdani (2007). Os autores analisaram o aparecimento e o desenvolvimento de ilhas de sedimento como resultado das alterações no regime do escoamento e da carga de sedimento do rio Tigre, no Iraque, por influência da construção de uma ponte e de uma barragem. Por meio da análise de mapas topográficos e fotografias aéreas de diferentes períodos, eles observaram que o rio está sujeito a diversas mudanças morfológicas como contração da largura do rio e crescimento e desenvolvimento de muitas ilhas a montante das estruturas. Os autores afirmam que todas essas alterações são decorrentes das alterações no regime de escoamento e carga de sedimento transportada causadas pelas construções.

Suvenu (2013) comparou regiões a montante e a jusante do rio Kunur, na Índia, onde uma ponte de 87 metros cruza o rio, sustentada por 10 pilares. O trabalho consistiu em medir as larguras e profundidades do canal em quatro seções transversais, duas antes e duas após a ponte, em períodos de tempo diferentes. Após calcular os valores relacionados a deposição e erosão temporal para as regiões a montante e a jusante, o autor observou que a montante o processo de assoreamento é mais intenso que a erosão. Pelo contrário, a jusante o processo de erosão é mais intenso que a deposição. Foram comparados ainda os valores da razão largura do canal-elevação do leito das seções e obteve maiores valores nas seções a montante. Isso indica que no período estudado a largura do canal a montante aumentou devido às maiores taxas de deposição. Suvenu (2013) afirma que o assoreamento diminui a profundidade antes da ponte. Enquanto isso, foi a profundidade que aumentou nas seções a jusante, resultado da erosão do leito. O autor afirma que a erosão causa o solapamento e reduz a estabilidade estrutural dos pilares da ponte.

Bhuiyan et al. (2010) afirmam que estruturas hidráulicas cruzando o caminho do escoamento criam uma forte perturbação na dinâmica fluvial, mudando o ciclo natural de um rio e interferindo nos processos de transporte e deposição. Em seu estudo os autores analisam as alterações temporais e espaciais no canal do rio Brahmaputra-Jamuna, em Bangladesh, devido à contração de aproximadamente 6 quilômetros na largura do rio para a construção da ponte Jamuna. Por meio de técnicas de sensoriamento remoto e de Sistema de Informação Geográfica (SIG), eles observaram a predominância dos processos erosivos nas regiões a jusante e próxima à ponte. Observaram também que grande quantidade de sedimento suspenso foi depositada antes da ponte reduzindo extremamente o canal de escoamento a água e elevando o nível do leito com o passar dos anos. Segundo os autores, as mudanças antes da construção da ponte eram menores e permanentes. Após a construção, as modificações no canal foram extremamente intensas.

## 2.3 Solapamento do Leito ao Redor dos Pilares das Pontes

De forma geral, Zhu e Liu (2012) definem solapamento como a erosão do sedimento do leito de um curso d'água ao redor de uma obstrução no escoamento. Mais precisamente Mays (2005) define solapamento em pontes como a erosão ou remoção do leito do rio ou material das margens ao redor das estruturas das pontes que obstruem o escoamento, como pilares e demais estruturas de sustentação (Fig. 1). Essa obstrução acelera o escoamento e cria vórtices que removem o material ao redor dos pilares (RICHARDSON; SIMONS; LAGASSE, 2001). A contração também eleva o nível d'água e aumenta a taxa de deposição de sedimento imediatamente à montante das estruturas.

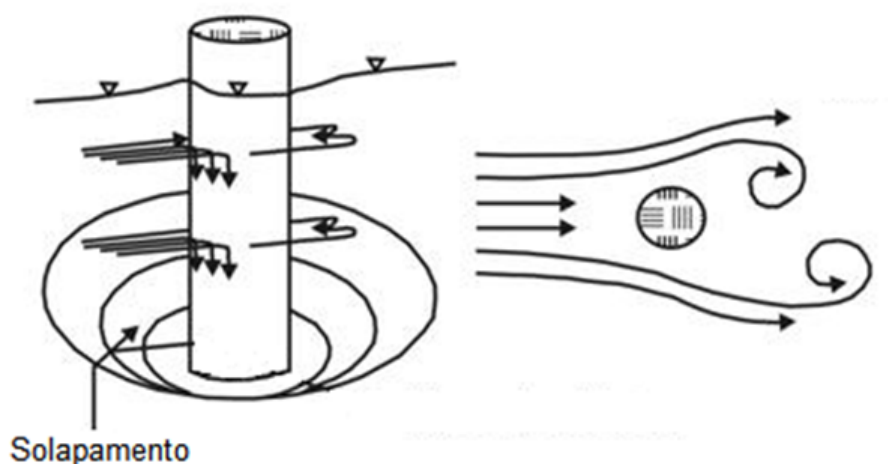


Figura 1 – Solapamento em estruturas. Modificado de U.S. Department of Transportation.

Segundo Deng e Cai (2010), existem três tipos de solapamento que afetam as estruturas de uma ponte, são eles: solapamento local, solapamento de contração e solapamento de degradação, também chamado de solapamento geral. O solapamento local escava o sedimento ao redor dos pilares e forma buracos no leito devido a ação dos vórtices verticais. O solapamento de contração remove sedimento do fundo e das laterais do leito devido ao aumento de velocidade da água que escoar pelos vãos dos pilares. O solapamento de degradação é uma remoção generalizada de sedimento do leito devido ao escoamento do rio, que ocorre naturalmente diminuindo a elevação do leito com o passar do tempo. Coleman e Melville (2001) enfatizam que ao contrário do solapamento geral, os solapamentos de contração e local são diretamente atribuídos à existência da ponte.

Vários fatores afetam a magnitude do solapamento nos pilares e alguns deles são: a velocidade do escoamento, a largura do pilar, a forma do pilar e a granulometria do material do leito (MAYS, 2005).

A degradação do leito normalmente é lenta, porém, além da modificação do ambiente nas proximidades das fundações, há o problema de colapso das estruturas das pontes a longo prazo. Grande porcentagem dos danos em pontes podem ser atribuídos às falhas das fundações causadas pelo solapamento do leito (HERBICH, 1966).

O solapamento é um processo complicado de ser observado e estudado, principalmente devido à sua tridimensionalidade e por ocorrer em uma escala espacial pequena. Esse fenômeno acontece em função dos vórtices verticais gerados próximo aos obstáculos. No presente trabalho o solapamento local do leito não será estudado.

## 2.4 Modelos Matemáticos de Transporte de Sedimentos

De acordo com Simões e Yang (2006), a complexidade do movimento do escoamento e suas interações com seus contornos e seu leito dificulta o desenvolvimento de soluções concretas para as equações governantes que descrevem o comportamento mecânico da água e da mistura água-sedimento. Com isso, diversas ferramentas, como a modelagem, tem sido desenvolvidas para fornecer previsões quantitativas do fenômenos ocorridos.

Ainda segundo Simões e Yang (2006), existem dois tipos de modelos: os modelos físicos, também chamados de modelos reduzidos, e os modelos matemáticos. A modelagem física é baseada em técnicas de laboratório e medições. A modelagem matemática e numérica é baseada em técnicas computacionais e alguns desses modelos são de domínio público. Interface gráfica, geradores automáticos de grade e sistemas de informação geográfica são características comuns presentes nesses tipos de modelos para resolverem problemas de engenharia.



É por isso, que atualmente muitos estudos de engenharia de rios utilizam como ferramenta a modelagem baseada em equações matemáticas para analisarem prováveis condições futuras, por exemplo da hidrodinâmica do corpo d'água e do transporte de sedimento.

A seleção e aplicação de modelos morfológicos e de transporte de sedimento estão relacionados às escalas de tempo e de espaço estudados, aos objetivos do estudo, à precisão exigida, entre outros. Quando um sistema natural é perturbado, por exemplo pelo fechamento de um canal, construção de uma barragem ou obstrução do curso d'água, as consequências morfológicas podem ser estudadas com base em modelos.

Estudos que utilizam modelagem morfológica como mecanismo de obtenção de respostas normalmente iniciam-se com a análise dos dados existentes referentes ao local de estudo. van Rijn (1993) cita as velocidades do escoamento, a composição do material do leito e os dados batimétricos iniciais entre outros como componentes desses dados.

O próximo passo é aplicar esses dados nos modelos de escoamento para determinar as condições hidráulicas presentes e futuras. Os resultados dos modelos de escoamento são usados como dados de entrada para os modelos morfológicos e a após a simulação desses últimos é possível obter uma previsão da batimetria futura.

van Rijn (1993) deixa claro que a seleção de um modelo depende de fatores primordiais, entre eles:

- a disponibilidade de dados de entrada (velocidades do escoamento, composição do material do leito);
- a disponibilidade de dados de calibração (taxas de transporte de sedimento, taxas de erosão e deposição);
- a escala do problema; e
- a precisão exigida.

A qualidade dos dados de entrada são de extrema importância, logo não faz sentido utilizar um sofisticado modelo matemático quando os dados de entrada são de baixa qualidade. Por outro lado, previsões precisas necessitam de uma calibração detalhada do modelo, visando reproduzir computacionalmente o desenvolvimento morfológico na situação presente. Outra análise importante é a da sensibilidade do modelo às variações de parâmetros como vazão da carga de sedimento, diâmetro do sedimento, rugosidade do leito e outros.

Após calibrado e analisado a sensibilidade, o modelo é usado para calcular o desenvolvimento morfológico para a situação futura.

Baseado na ideia de obter diferentes cenários futuros dependentes da variação das condições de entrada, muitas pesquisas vêm utilizando os modelos numéricos disponíveis e muitos autores argumentam as vantagens e limitações de seu uso para a tomada de decisão. Formann, Habersack e Schober (2007) afirmam que o monitoramento baseado em medições de campo fornece informações espaciais limitadas, dependendo do tempo e da escala. Assim, modelos numéricos são aplicados, primeiramente para aumentar a densidade espacial, em segundo lugar para fornecer informações explicativas adicionais e em terceiro para simular processos gerados por diferentes combinações das condições de contorno.

Zhang (2006) enfatiza que os modelos numéricos são estabelecidos com base em leis de conservação e leis matemáticas. Um modelo numérico é uma aproximação dos processos físicos do mundo real, porém, mesmo para os problemas físicos mais simples, a acurácia das grandezas simuladas tais como velocidades do escoamento e elevação da superfície da água é limitada.

Segundo Nassar (2010), os modelos numéricos são mais flexíveis em lidar de forma prática com a maioria dos problemas hidrodinâmicos e de sedimentação. A metodologia desses modelos é a de usar aproximações numéricas para determinar as condições de escoamento.

Huang e Ng (2007) afirmam que a tecnologia de modelagem numérica é mais eficiente que os modelos experimentais físicos tradicionais no estudo de estruturas em escoamento de canal aberto, canais abertos com uma obstrução, canais abertos com vegetação submergida, em torno de pilares e em torno de espigões. Porém, quando a modelagem numérica não dá as respostas necessárias ao estudo, os modelos físicos podem ser utilizados de forma complementar.

Atualmente, vários modelos são capazes de simular escoamento e transporte de sedimento, assim como mudanças morfológicas, a partir de dados conhecidos dos canais. A escolha em usar um modelo unidimensional (1D), bidimensional (2D) ou tridimensional (3D) depende dos objetivos do estudo (FORMANN; HABERSACK; SCHOBBER, 2007).

Os modelos computacionais em 3D para simulações de escoamentos turbulentos não-permanentes com superfície livre, transporte de sedimento e processos morfológicos tem sido observados em muitos trabalhos recentes (JIA; WANG, 1999), inclusive na análise de fenômenos próximo ao pilar da ponte, como o solapamento local.

Quando o objeto de estudo é essencialmente bidimensional, a utilização de um modelo 2D é suficiente. Nesse sentido, atualmente, os modelos 2D são utilizados em

algumas análises e estudos preliminares requeridos pelo planejamento e tomada de decisão para avaliações de viabilidade ou otimizações de projetos de engenharia e outras aplicações, principalmente quando simulações a longo prazo são necessárias em um tempo relativamente curto (JIA; WANG, 1999). Simulações de escoamento bidimensionais em profundidade média são de interesse particular em situações onde o campo de escoamento apresenta variações insignificantes na direção vertical, (VAN RIJN, 1993).

Porém, mesmo com todas as vantagens do uso de modelos apoiados em equações reduzidas pela integração, deve-se ter em mente que a sensibilidade do modelo é reduzida significativamente, porque cada processo de integração pode ser visto como algum tipo de suavização ou processo de filtragem tendendo a reduzir (*to average-out*) perturbações inerentes ao sistema (VAN RIJN, 1993).

Contudo, o número de dimensões do modelo está intimamente relacionado com a escala dos processos envolvidos e o problema estudado.

Como a maioria dos escoamentos em canal aberto pode ser tratada aproximadamente como problemas de águas rasas, isso porque o efeito dos movimentos verticais é geralmente insignificante, as equações bidimensionais integradas na vertical são geralmente aceitas para estudar esses tipos de canais hidráulicos com razoável precisão e eficiência.

Somado a isso, van Rijn (1993) afirma que o transporte de carga de leito em condição não-permanente pode ser modelado de forma eficiente por uma aproximação bidimensional integrada na vertical, uma vez que o ajustamento do processo de transporte às novas condições hidráulicas procede-se rapidamente. O autor afirma ainda que a magnitude e a direção da tensão de cisalhamento do leito pode ser prevista com suficiente previsão.

Já o transporte de carga suspensa não ajusta-se rapidamente as novas condições hidráulicas, pois é exigido tempo e espaço para as partículas percorrerem toda profundidade da água. Nesse sentido, a modelagem com o intuito de analisar processos de pequena escala ou de tempo curto exigem uma abordagem tridimensional, como é o caso de solapamento local. Porém, para analisar processos de grande escala e de tempos longos, como transporte em águas rasas e o solapamento causado pela contração do rio, os modelos bidimensionais integrados na vertical também podem ser usados.

Há diversos modelos 2D disponíveis para uso, porém, os fundamentos físicos envolvidos em cada um são os mesmos. Todos os modelos 2D resolvem a equação da continuidade e duas componentes da conservação da quantidade de movimento (STEFFLER; BLACKBURN, 2002). Como dados de entrada a maioria dos modelos exigem a topografia e a rugosidade do leito do canal e as condições iniciais e de contorno do escoamento.

## 2.5 Modelos Verticalmente Integrados

Atualmente, há disponível um grande número de modelos 2D de domínio comercial ou público que são utilizados para estudos onde os detalhes de velocidade e as distribuições de profundidades são importantes.

Steffler e Blackburn (2002) afirma que a física fundamental é basicamente a mesma para todos os modelos 2D. Todos resolvem a equação da conservação da massa e duas componentes da conservação da quantidade de movimento, supondo que as distribuições de velocidade na vertical são uniformes e as distribuições de pressão são hidrostáticas. Efeitos tridimensionais importantes como escoamentos secundários e vasculhamento do leito não são incluídos nesses modelos. As respostas obtidas normalmente são duas componentes de velocidade e a profundidade para cada nó da malha.

Como dados de entrada os modelos 2D necessitam da topografia do leito do canal, da rugosidade do leito, da viscosidade turbulenta, condições de contorno e condições iniciais do escoamento.

### 2.5.1 Aplicação do Modelo CCHE2D

O CCHE2D é um modelo hidrodinâmico e morfológico 2D capaz de simular o campo de escoamento e de transporte de sedimento em rios. Apresenta ainda uma amigável interface gráfica disponível para ajudar os usuários a configurar os parâmetros, executar a simulação e visualizar os resultados computacionais (CHAO et al., 2012).

Jia e Wang (1999) enfatizam que o CCHE2D é capaz de simular escoamentos não-permanentes com superfície livre, sedimentação e processos morfológicos incluindo assoreamento/erosão do leito, erosão das margens, alargamento do canal, etc. em rios naturais altamente irregulares e fluxos com ou sem estruturas hidráulicas.

O CCHE2D é uma ferramenta útil aos engenheiros hidráulicos para estudar a variação dependente do tempo da superfície livre, escoamentos turbulentos, transporte de sedimento e processos morfológicos em rios aluviais. O modelo também pode ser usado para realizar simulações paramétricas de otimização para alcançar o custo-efetividade de projetos de estruturas hidráulicas e planos de projeto de engenharia, incluindo a estabilização e restauração do rio com restrições ambientais, ecológicas e econômicas de infraestruturas de navegação, entre outros (JIA; WANG, 1999).

Scott e Jia (2005) realizaram simulações com o modelo a fim de avaliar a capacidade de previsão das mudanças morfológicas de canais em um longo período de tempo e avaliar a habilidade do modelo em simular impactos causados por estruturas hidráulicas a curto e longo prazo. Quanto à mudança morfológica e utilizando uma simulação quase-permanente,

os autores observaram que o modelo forneceu boa delineação espacial das características de solapamento e de deposição. Quanto aos impactos, os autores verificaram que o modelo previu adequadamente o padrão espacial de sedimentação a jusante de um espigão, mas que superestimou a sedimentação nas regiões adjacentes da estrutura. Apesar disso, Scott e Jia (2005) afirmam que o modelo hidrodinâmico e o modelo de transporte de sedimento do CCHE2D são capazes de representar adequadamente as características do escoamento e da sedimentação em rios contendo estruturas hidráulicas e geometria complexa.

O escoamento secundário gerado em rios meandrosos desvia a direção do transporte de carga de leito do escoamento principal e causa, entre outros, a erosão das margens em canais curvos. Sabendo disso, Jia e Wang (1999) testaram a capacidade do CCHE2D em simular um escoamento em um canal meandroso, mais precisamente em um canal em forma de U com condições iniciais de escoamento bem conhecidas. A partir da comparação entre o experimento laboratorial e a simulação feita pelo modelo, a velocidade em profundidade média apresentou boa concordância, o que levou o autor a concluir que o CCHE2D é capaz de simular o campo de escoamento em um canal curvo com boa precisão, apesar de toda complexidade do escoamento.

Um outro teste de verificação do modelo foi conduzido por Fathi e Honarbakhs (2012) em uma calha. A partir de dados experimentais, os autores testaram simulações do transporte de sedimento e da mudança morfológica do leito. Concluiu-se que a magnitude do modelo de prever erosão e deposição em canais concordou muito bem com os dados medidos. Além disso, concluiu-se também que o CCHE2D pode reproduzir corretamente o processo físico de escoamento e transporte de sedimento em calhas laboratoriais.

Khan, Cadavid e Wang (2000) realizaram uma simulação para bifurcação e confluência de canal e compararam com dados experimentais. Os perfis de superfície da água e de velocidade simulados apresentaram concordância satisfatória com os dados observados.

O CCHE2D não é utilizado somente para simulações em rios. Por exemplo, Talib, Yusoff e Hasan (2012) utilizaram o modelo para analisar o problema da sedimentação em um reservatório. Segundo os autores, a deposição de sedimento é um dos problemas mais importantes que afetam a capacidade de armazenamento de um reservatório. Assim, entender a taxa e o padrão de deposição de sedimento é importante para prever os impactos e identificar estratégias praticáveis de gerenciamento.

Jia e Wang (1999) conduziram um outro teste com o CCHE2D, agora para analisar a aplicabilidade do modelo no caso de uma obstrução por um espigão. O espigão é uma estrutura construída em rios naturais para proteger as margens da erosão ou manter a navegação segura. A habilidade de prever o campo de escoamento, a turbulência e os vórtices gerados pelos espigões é importante não somente para entender o processo de

solapamento local mas também a qualidade ecológica da zona de recirculação atrás do dique. Pela análise dos resultados obtidos, os autores concluíram que o software conseguiu prever corretamente o padrão de escoamento, inclusive representando zonas de recirculação da água atrás do espigão.

Jia e Wang (1999) afirmam que esses testes de verificação mostram a capacidade do modelo em aplicações do estudo de mudanças morfológicas em canais meandrosos, bem como, na simulação de escoamento não-permanente em cursos d'água naturais com topografia irregular e fluxo através de estruturas hidráulicas.

### 2.5.2 O Modelo Delft3D

O Delft3D é um sistema de modelagem integrado do escoamento e do transporte para ambientes aquáticos. O sistema numérico de modelagem hidrodinâmica, Delft3D-FLOW, simula escoamento não-uniforme e fenômenos de transporte bidimensional (profundidade média) ou tridimensional (DELTARES, 2014). Esse módulo fornece a hidrodinâmica para os demais módulos, entre eles o de qualidade da água e ecologia, o de ondas e o de morfologia.

O Delft3D-FLOW é utilizado para modelar escoamentos nos quais o comprimento horizontal e as escalas de tempos são significativamente maiores que as escalas verticais (VULK, 2010). Por isso, ele é aceito para simular a hidrodinâmica, o transporte de sedimento, os desenvolvimentos morfológicos e a qualidade da água de mares rasos, áreas costeiras, estuários, lagoas, rios e lagos.

Assim como o CCHE2D, o modelo resolve as equações de Navier-Stokes para um fluido incompressível sob águas rasas e as suposições de Boussinesq. O conjunto de equações usadas pelo Delft3D-FLOW consiste das equações da quantidade de movimento horizontal, da equação da continuidade, da equação do transporte e de um modelo de turbulência (LESSER, 2009).

### 2.5.3 O Modelo River2D

O River2D é um modelo hidrodinâmico bidimensional integrado na vertical com base em uma malha de elementos finitos desenvolvido na Universidade de Alberta para rios naturais (STEFFLER; BLACKBURN, 2002). Além disso, tem a capacidade de modelar escoamentos uniformes e não-uniformes e modelar aspectos de habitat de peixes e processos de congelamento de rios (HASCHENBURGER, 2012).

O River2D resolve as equações de Saint-Venant para a conservação da massa de água

e a quantidade de movimento (NARDI; CAMPO; RINALDI, 2013). O modelo despreza os efeitos das forças dos ventos e supõe que as tensões de cisalhamento são relacionadas à magnitude e direção da velocidade em profundidade média.





## 3 Fundamentação Teórica

A seção 3.1 descreve todo o sistema que apoia o modelo CCHE2D, inclusive as equações governantes que regem a modelagem e suas características particulares. A seção 3.2 descreve o modelo Delft, também abordando suas equações governantes e particularidades.

### 3.1 Sistema CCHE

O aplicativo CCHE é um sistema de análise de modelagem integrada para escoamentos em superfície livre, transporte de sedimento e processos morfológicos desenvolvido pelo Centro Nacional para Hidrociência e Engenharia Computacional (do inglês, National Center for Computational Hydroscience and Engineering - NCCHE), da Escola de Engenharia da Universidade do Mississippi.

Segundo Zhang (2006), o CCHE é o estado da arte para um sistema de análise de escoamento bidimensional, instável, turbulento, transporte de sedimento e avaliação da qualidade da água. O modelo é voltado para aplicações relacionadas a prever a erosão do leito e das margens do rio. Esse modelo também pode ser usado para avaliar os efeitos de estruturas hidráulicas, tais como diques, pilares de ponte, etc.

Ainda segundo Zhang (2006), o CCHE é um sistema integrado composto de uma Interface Gráfica dos Usuários (CCHE-GUI), um Modelo Numérico Hidrodinâmico Separado (CCHE2D) e um Gerador de Malha Estruturada (CCHE2D Mesh Generator).

O CCHE-GUI fornece o gerenciamento de arquivos, o gerenciamento de execuções, visualização dos resultados e relatório de dados. Já o CCHE2D é o mecanismo numérico para simulações hidrodinâmicas. Por fim, o gerador de malha do CCHE2D é uma ferramenta necessária e útil para geração de malha estruturada em domínios geometricamente complexos.

#### 3.1.1 Gerador de Malha do CCHE2D

O primeiro e mais importante passo antes de começar o processo de modelagem é a geração da malha computacional. Essa importância vem do fato de que a resolução de um conjunto de equações diferenciais parciais não-lineares de um domínio físico, utilizada para a obtenção da dinâmica computacional dos fluidos, é normalmente discretizada e representada por uma malha computacional (ZHANG; JIA, 2009).

O gerador de malha do CCHE2D é capaz de gerar malhas estruturadas, na qual

qualquer nó da malha é unicamente identificado por um conjunto de dois índices para malhas bidimensionais. Normalmente, as malhas estruturadas são usadas pelo Método das Diferenças Finitas e pelo Método dos Volumes Finitos.

Pode-se gerar as malhas a partir de um arquivo de contorno de bloco, de uma imagem topográfica, de uma base de dados topográficas, de uma base de dados de seções transversais medidas, de um modelo de elevação digital e de *shapefiles*. Para isso, dois métodos são disponíveis: os métodos algébricos e os métodos numéricos. Os métodos numéricos resolvem um conjunto de equações diferenciais parciais não-lineares para obter o mapeamento desejado entre o domínio físico e o domínio computacional enquanto os métodos algébricos geram a malha diretamente por interpolação dos nós interiores a partir do nós do contorno.

Apesar de obter malhas de qualidade inferior para domínios muito complexos, o método algébrico gera uma malha com menores esforços computacionais, além de proporcionar o controle direto de seus nós. Esse método é normalmente usado para fornecer uma malha inicial para posterior geração pelo métodos numéricos.

Zhang e Jia (2009) afirmam que os métodos numéricos produzem malhas mais confiáveis e com melhor qualidade, apesar de ser mais difícil de usar e exigir maiores esforços computacionais.

#### 3.1.1.1 Interpolação do Leito

Na representação do domínio físico, somado à malha computacional está a interpolação do leito. Esse é um processo de interpolação dos dados de elevação a partir da topografia ou da base de dados batimétrica do leito para cada nó da malha.

No CCHE2D Mesh Generator as bases de dados podem ser divididas em duas categorias: bases de dados aleatórios e bases de dados estruturadas. A diferença entre elas é que os dados estruturados são bem organizados a partir de medições na seção transversal do domínio físico enquanto nos dados aleatórios os pontos são localizados em pontos arbitrários.

O método de interpolação dos dados estruturados é baseado em um algoritmo chamado Interpolação Estruturada. Nesse algoritmo o conjunto de dados da seção transversal é refinado para aumentar a precisão da interpolação, levando em conta a direção do escoamento.

A interpolação estruturada refina os pontos na direção transversal usando interpolação linear. Posteriormente, divide cada seção em três partes: margem esquerda, canal principal e margem direita e redistribui igualmente o número de pontos nessas partes.

Então, refina a base de dados na direção longitudinal (ZHANG; JIA, 2009).

### 3.1.2 Equações Governantes do CCHE2D

O modelo CCHE2D é um modelo bidimensional hidrodinâmico e de transporte de sedimento para escoamentos não-permanentes em canal aberto. Os canais abertos são tratados como problemas de águas rasas, uma vez que o efeito dos movimentos verticais é, na maioria das vezes, desprezível. Assim, as equações bidimensionais integradas na vertical são geralmente aceitas para estudar a hidráulica de canais abertos com razoável precisão e eficiência (JIA; WANG, 2001).

As equações da quantidade de movimento para escoamentos turbulentos bidimensionais integradas na vertical em um sistema Cartesiano de coordenadas são:

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} = -g \frac{\partial \eta}{\partial x} + \frac{1}{h} \left( \frac{\partial h \tau_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial h \tau_{xy}}{\partial y} \right) - \frac{\tau_{bx}}{\rho h} + f_{cor} v \quad (3.1a)$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} = -g \frac{\partial \eta}{\partial y} + \frac{1}{h} \left( \frac{\partial h \tau_{yx}}{\partial x} + \frac{\partial h \tau_{yy}}{\partial y} \right) - \frac{\tau_{by}}{\rho h} - f_{cor} u \quad (3.1b)$$

onde,

$u$  e  $v$  são as componentes da velocidade média na vertical nas direções  $x$  e  $y$ , respectivamente;

$t$  é o tempo;

$g$  é a aceleração gravitacional;

$\eta$  é a elevação da superfície do corpo d'água;

$\rho$  é a densidade da água;

$h$  é a profundidade do corpo d'água;

$f_{Cor}$  é o parâmetro de Coriolis;

$\tau_{xx}$ ,  $\tau_{xy}$ ,  $\tau_{yx}$  e  $\tau_{yy}$  são as tensões de Reynolds integradas na vertical; e

$\tau_{bx}$  e  $\tau_{by}$  são tensões de cisalhamento no leito e na interface do escoamento.

Essas equações, conhecidas como aproximação de Reynolds média na vertical das equações de Navier-Stokes, são resolvidas pelo modelo para se obter as velocidades médias na vertical nas direções  $x$  e  $y$ .

A elevação da superfície livre para o escoamento é calculada pela equação da continuidade integrada na vertical:

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial uh}{\partial x} + \frac{\partial vh}{\partial y} = 0 \quad (3.2)$$

com,

$$h(x, y, t) = \eta(x, y, t) + \zeta(x, y) \quad (3.3)$$

onde  $\zeta$  é a elevação do leito;

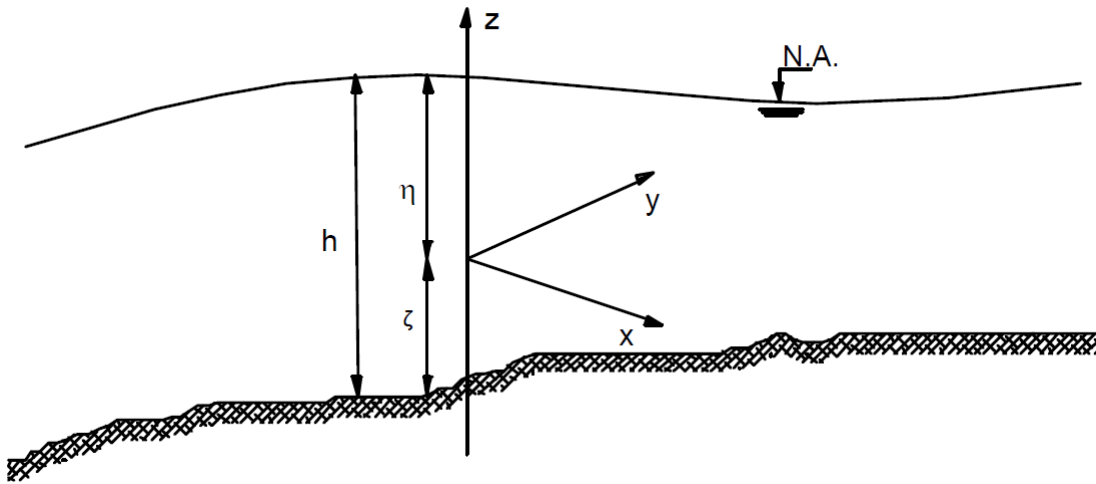


Figura 2 – Esquema da geometria do modelo.

Como a elevação do leito  $\zeta$  não muda na escala temporal de simulação do escoamento, ou seja,  $\partial\zeta/\partial t = 0$ , a equação da continuidade é simplificada para

$$\frac{\partial\eta}{\partial t} + \frac{\partial uh}{\partial x} + \frac{\partial vh}{\partial y} = 0 \quad (3.4)$$

Segundo Jia e Wang (2001), a Eq. (3.4) é amplamente aceita e utilizada em modelos bidimensionais para calcular a elevação da superfície livre, isso porque a mudança morfológica do leito é um processo muito mais lento que a hidrodinâmica. Caso a elevação do leito mude rapidamente devido a erosão ou deposição, a Eq. (3.2) deve ser aplicada.

As tensões turbulentas de Reynolds nas Eqs. (3.1a) e (3.1b) são aproximadas de acordo com a suposição de Boussinesq de que estas estão ligadas aos gradientes de velocidade via coeficiente de viscosidade turbulenta (DAVIDSON, ).

$$\tau_{ij} = -\overline{u'_i u'_j} = \nu_t (u_{ij} u_{ji}) \quad (3.5)$$

onde  $\nu_t$  é o coeficiente de viscosidade turbulenta.

Assim, pode-se escrever

$$\tau_{xx} = 2\nu_t \left( \frac{\partial u}{\partial x} \right) \quad (3.6a)$$

$$\tau_{xy} = \nu_t \left( \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \right) \quad (3.6b)$$

$$\tau_{yx} = \nu_t \left( \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \right) \quad (3.6c)$$

$$\tau_{yy} = 2\nu_t \left( \frac{\partial v}{\partial y} \right) \quad (3.6d)$$

### 3.1.3 Modelos de Viscosidade Turbulenta

Segundo Jia e Wang (2001), dois métodos para calcular a viscosidade turbulenta estão disponíveis no modelo CCHE2D. No primeiro,  $\nu_t$  é calculado usando a fórmula da viscosidade turbulenta parabólica integrada na vertical

$$\nu_t = A_{xy} C_s \kappa u^* h \quad (3.7)$$

onde,

$$C_s = \int_0^1 \lambda(1 - \lambda) d\lambda = \frac{1}{6} \quad (3.8)$$

$u^*$  é a velocidade de atrito,  $\kappa$  é a constante de von Karman (0,41) e  $\lambda$  é a profundidade relativa do escoamento.  $A_{xy}$  é um coeficiente para ajustar o valor da viscosidade turbulenta. O valor desse coeficiente é definido como 1. Assim, substituindo

$$\nu_t = \frac{\kappa u^* h}{6} = 0,0683 u^* h \quad (3.9)$$

O segundo método avaliável pelo CCHE2D é definido por Jia e Wang (2001) como modelo de viscosidade turbulenta no comprimento de mistura integrado na vertical

$$\nu_t = \bar{l}^2 \sqrt{2 \left( \frac{\partial u}{\partial x} \right)^2 + 2 \left( \frac{\partial v}{\partial y} \right)^2 + \left( \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \right)^2 + \left( \frac{\partial U}{\partial z} \right)^2} \quad (3.10a)$$

onde,

$$\bar{l} = \frac{1}{h} \int \kappa z \sqrt{\left( 1 - \frac{z}{h} \right)} dz \approx 0,267 \kappa h \quad (3.10b)$$

O gradiente de velocidade integrado na vertical ao longo da coordenada vertical  $\frac{\partial U}{\partial z}$  é introduzido para que seja levado em conta o efeito da turbulência gerada a partir da superfície do leito.

Supondo que perto do leito escoamento é de perfil logarítmico ao longo da profundidade da água, o gradiente vertical deve ser

$$\frac{\partial U}{\partial z} = \frac{u^*}{\kappa z} \quad (3.11)$$

Integrando em  $z$  a Eq. (3.11) pode-se obter o gradiente vertical em profundidade média

$$\overline{\frac{\partial U}{\partial z}} = \frac{1}{h} \int \frac{\partial U}{\partial z} dz = \frac{u^*}{h\kappa} \int_{z_0}^{\eta} \frac{1}{z} dz = C_m \frac{u^*}{h\kappa} \quad (3.12)$$

onde,

$C_m$  é um coeficiente com valor aproximado de 2,34 tal que a Eq. (3.10a) recupere a Eq. (3.9) no caso de um escoamento uniforme em que todos os gradientes de velocidade horizontal desaparecem.

### 3.1.4 Modelo Bidimensional $k - \varepsilon$ para Escoamento Integrado na Vertical

Além das equações (3.11) e (3.12) definidas anteriormente para o cálculo da turbulência, Jia e Wang (2001) citam o modelo  $k - \varepsilon$  para escoamentos integrados na vertical. Esse modelo é uma opção quando a acurácia da turbulência é crítica. Atualmente, muitos modelos hidrodinâmicos utilizam o modelo  $k - \varepsilon$  para aumentar a acurácia de seus resultados.

As equações utilizadas nesse modelo são

$$\frac{\partial k}{\partial t} + u \frac{\partial k}{\partial x} + v \frac{\partial k}{\partial y} - \frac{\partial}{\partial x} \left[ \frac{\nu_t}{\sigma_k} \frac{\partial k}{\partial x} \right] - \frac{\partial}{\partial y} \left[ \frac{\nu_t}{\sigma_k} \frac{\partial k}{\partial y} \right] = P - \varepsilon + P_{kV} \quad (3.13)$$

$$\frac{\partial \varepsilon}{\partial t} + u \frac{\partial \varepsilon}{\partial x} + v \frac{\partial \varepsilon}{\partial y} - \frac{\partial}{\partial x} \left[ \frac{\nu_t}{\sigma_\varepsilon} \frac{\partial \varepsilon}{\partial x} \right] - \frac{\partial}{\partial y} \left[ \frac{\nu_t}{\sigma_\varepsilon} \frac{\partial \varepsilon}{\partial y} \right] = c_{1\varepsilon} \frac{\varepsilon}{k} P - c_{2\varepsilon} \frac{\varepsilon^2}{k} + P_{\varepsilon V} \quad (3.14)$$

onde,

$$P = -\overline{u'_i u'_j} u_{ij} = \nu_t \left[ 2 \left( \frac{\partial u}{\partial x} \right)^2 + 2 \left( \frac{\partial v}{\partial y} \right)^2 + \left( \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \right)^2 \right] \quad (3.15)$$

$$P_{kV} = C_k \frac{U_*^3}{h}, \quad P_{\varepsilon V} = C_\varepsilon \frac{U_*^4}{h^2} \quad (3.16)$$

e

$$U_* = \sqrt{c_f (u^2 + v^2)}, \quad C_k = \frac{1}{\sqrt{c_f}}, \quad C_\varepsilon = 3,6 \frac{c_{2\varepsilon}}{c_f^{3/4}} \sqrt{c_\mu} \quad (3.17)$$

e  $c_\mu = 0,09$ ,  $\sigma_k = 1,0$ ,  $\sigma_\varepsilon = 1,3$ ,  $c_{1\varepsilon} = 1,44$ ,  $c_{2\varepsilon} = 1,92$ .

Por fim, a viscosidade turbulenta é calculada pela solução do modelo  $k - \varepsilon$  e é dada por

$$\nu_t = c_\mu \frac{k^2}{\varepsilon} \quad (3.18)$$

Segundo Jia e Wang (2001), os termos  $P_{kV}$  e  $P_{\varepsilon V}$  são adicionados ao modelo bidimensional para explicar a geração e a dissipação da energia de turbulência devido à fricção no leito em caso de escoamento uniforme.

Nas simulações desse trabalho foi utilizado o modelo  $k - \varepsilon$  devido à sua capacidade de prever o complicado escoamento ao redor de pilares, sua alta resolução e seu baixo tempo de processamento (ZHU; LIU, 2012).

### 3.1.5 Tensão de Cisalhamento no Leito

O modelo CCHE2D adota dois modos para calcular a velocidade de cisalhamento no leito do canal. O primeiro modo utiliza a chamada lei logarítmica integrada na vertical, definida por Jia e Wang (2001) como

$$\frac{U}{u^*} = \frac{1}{2} \left[ \frac{z_0}{h} - 1 + \ln \left( \frac{h}{z_0} \right) \right] \quad (3.19)$$

onde,

$$U = \sqrt{u^2 + v^2} \quad (3.20)$$

A variável  $z_0$  é calculada a partir de fórmulas diferentes para diferentes condições hidráulicas de escoamento:

$$z_0 = 0,11 \frac{\nu}{u^*} \quad u^* k_s / \nu \leq 5 \quad (3.21a)$$

$$z_0 = 0,0333 k_s \quad u^* k_s / \nu \geq 70 \quad (3.21b)$$

$$z_0 = 0,11 \frac{\nu}{u^*} + 0,0333 k_s \quad 5 < u^* k_s / \nu < 70 \quad (3.21c)$$

$k_s$  é a altura da rugosidade da superfície do leito e  $\nu$  é a viscosidade cinemática do fluido.

A Eq. (3.21a) é utilizada para regime suave de escoamento, a eq. (3.21b) para regime rugoso e a eq. (3.21c) para regime de transição entre suave e rugoso.

Nota-se que  $u^*$  é implícita, por isso a eq. (3.19) é resolvida iterativamente. O fator de fricção de Darcy - Weisbach ( $f_c$ ) é calculado a partir de  $u^*$  (VAN RIJN, 1993):

$$\left( \frac{f_c}{8} \right)^{-0,5} = 3 + 2,5 \ln \left( \frac{u^* h}{\nu} \right) \quad u^* k_s / \nu \leq 5 \quad (3.22a)$$

$$\left( \frac{f_c}{8} \right)^{-0,5} = 6 + 2,5 \ln \left( \frac{h}{k_s} \right) \quad u^* k_s / \nu \geq 70 \quad (3.22b)$$

$$\left( \frac{f_c}{8} \right)^{-0,5} = 6 + 2,5 \ln \left( \frac{h}{k_s + 3,3 \frac{\nu}{u^*}} \right) \quad 5 < u^* k_s / \nu < 70 \quad (3.22c)$$



Com isso, as componentes da tensão de cisalhamento são obtidas

$$\tau_{bx} = \frac{1}{8} \rho f_c u U \quad (3.23a)$$

$$\tau_{by} = \frac{1}{8} \rho f_c v U \quad (3.23b)$$

O segundo método para calcular a velocidade e as componentes da tensão de cisalhamento na superfície do leito utiliza o coeficiente de Manning.

$$\tau_{bx} = \frac{1}{h^{\frac{1}{3}}} \rho g n^2 u U \quad (3.24a)$$

$$\tau_{by} = \frac{1}{h^{\frac{1}{3}}} \rho g n^2 v U \quad (3.24b)$$

e a velocidade de cisalhamento é calculada por

$$u^{*2} = \frac{\tau}{\rho} = \frac{1}{\rho} \sqrt{\tau_{bx}^2 + \tau_{by}^2} \quad (3.25)$$

O coeficiente de Manning  $n$  é uma constante local que não muda com a condição do escoamento e seu cálculo não necessita de iterações. Com isso, Jia e Wang (2001) concluem que o segundo método utilizado pelo CCHE2D é mais eficiente e mais recomendado para aplicações práticas que o primeiro, pois permite fixar os efeitos da forma do leito, a geometria do canal, o tamanho do sedimento e a vegetação no coeficiente de Manning.

### 3.1.6 Condições Iniciais e de Contorno

No modelo CCHE2D os vetores velocidade são especificados ao longo da(s) entrada(s), saída(s) e os contornos da parede e a elevação da superfície da água deve ser especificada ao longo de todo o domínio computacional.

Tanto descargas permanentes quanto descargas não-permanentes podem ser especificadas ao longo da seção de entrada, onde a elevação da superfície da água e a área da seção transversal são permitidas de mudar com o tempo.

Na seção transversal de entrada as velocidades para cada nó da malha ( $u_i$ ) são determinadas a partir da descarga total ( $Q$ )

$$Q = \int q_i ds \quad (3.26)$$

onde  $q$  é a descarga por unidade de largura e  $i$  denota o nó da seção de entrada.

As velocidades  $u_i$  então são determinadas por

$$u_i = \frac{q_i}{h_i} \quad (3.27)$$

Porém, quando o escoamento é não-permanente a descarga na entrada é uma função do tempo  $Q(t)$ . Nesse caso,  $Q(t)$  substitui  $Q$  na eq. (3.26). Os dados hidrográficos de entrada no modelo têm seguinte forma

$$\begin{array}{cc} t_1 & Q_1 \\ t_2 & Q_2 \\ \vdots & \vdots \\ t_i & Q_i \\ \vdots & \vdots \\ t_n & Q_n \end{array}$$

No contorno de saída, a elevação da superfície é calculada usando a equação da onda por

$$\frac{\partial \eta}{\partial t} + c \left[ \left( \frac{\partial \eta}{\partial x} - \frac{\partial \zeta}{\partial x} \right) n_x + \left( \frac{\partial \eta}{\partial y} - \frac{\partial \zeta}{\partial y} \right) n_y \right] = 0 \quad (3.28)$$

onde  $c$  é a celeridade,  $n_x$  e  $n_y$  são as componentes dos vetores normais unitários para fora do limite.

Valores iniciais para todas as variáveis do escoamento  $u$ ,  $v$  e  $\eta$  são necessárias para começar a simulação. Porém, quando não há informação, o modelo pode iniciar com um campo de velocidade zero e uma elevação da superfície da água constante informada pelo usuário.

### 3.1.6.1 Regimes Permanente, Não-Permanente e Quase-Permanente

Escoamentos em regime permanente são aqueles cujas propriedades podem variar ponto a ponto, mas não variam com o tempo. Quando variam com o tempo são chamados de escoamentos não-permanentes. Kamanbedast, Narollahpour e Mashal (2013) afirmam que em escoamentos em regime não-permanente dentro de canais, pelo menos um valor dos dois parâmetros principais (profundidade e descarga d'água) mudam com o tempo. Essa mudança pode ser causada por eventos naturais, fatores planejados ou incidentes. As simulações em escoamentos não-permanentes normalmente exigem maior esforço computacional e maior tempo de simulação.

### 3.1.7 Transporte de Sedimento e Simulação da Mudança de Leito

Os sedimentos transportados pela água podem ser divididos em carga suspensa e carga de leito. Se os sedimentos carregados pelo escoamento não têm qualquer contato com o leito eles são chamados de carga suspensa. Caso contrário, são chamados carga de leito. Zhu e Liu (2012) afirmam que a forma da carga suspensa e da carga de leito depende do tamanho dos sedimentos e da velocidade do escoamento.

A coluna d'água é dividida em duas zonas: zona de carga suspensa ( $z_s$ ) e zona de carga de leito ( $z_b$ ). A espessura da zona de carga de leito pode ser relacionada com a altura do salto das partículas de sedimento  $\delta_s$  e, por isso, é uma variável. Einstein (1950) simplifica esse problema e supõe que  $\delta_s$  é duas vezes o diâmetro do sedimento ( $\delta_s = 2d_s$ ). Com isso, Wu (2001) define que a zona de carga de leito é de  $z_b$  até  $z_b + \delta_s$ , e a zona de carga suspensa é de  $z_b + \delta_s$  até  $z_s$ .

No transporte de sedimento não-uniforme, a mistura de sedimento pode ser dividida em classes de diversos tamanhos. Para cada classe de tamanho, a equação tridimensional de convecção-difusão é definida por Wu (2001) como

$$\begin{aligned} \frac{\partial c_k}{\partial t} + \frac{\partial(uc_k)}{\partial x} + \frac{\partial(vc_k)}{\partial y} + \frac{\partial(wc_k)}{\partial z} - \frac{\partial(\omega_{sk}c_k)}{\partial z} = \\ \frac{\partial}{\partial x} \left( \varepsilon_s \frac{\partial c_k}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( \varepsilon_s \frac{\partial c_k}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left( \varepsilon_s \frac{\partial c_k}{\partial z} \right) \end{aligned} \quad (3.29)$$

onde,

$c_k$  é a concentração da classe de tamanho  $k$  do sedimento;

$\omega_{sk}$  é a velocidade de sedimentação da classe de tamanho  $k$  do sedimento;

$\varepsilon_s$  é a difusividade turbulenta do sedimento, calculada por  $\varepsilon_s = \nu_t/\sigma_s$ ;

$\sigma_s$  é o número turbulento de Prandtl-Schmidt (entre 0,5 e 1,0).

A condição de contorno do sedimento suspenso na superfície da água é

$$\frac{\nu_t}{\sigma_s} \frac{\partial c_k}{\partial z} + \omega_{sk} c_k = 0 \quad (3.30)$$

e a condição de contorno do sedimento suspenso na interface entre a zona de carga suspensa e a zona de carga de leito é suposta como

$$\frac{\nu_t}{\sigma_s} \frac{\partial c_k}{\partial z} + \omega_{sk} c_{b*k} = 0 \quad (3.31)$$

onde  $c_{b*k}$  é a concentração de carga suspensa no equilíbrio dessa interface mencionada.

Wu (2001) define a concentração de carga suspensa em meia-profundidade,  $C_k$ , como

$$C_k = \frac{1}{h - \delta} \int_{z_b + \delta}^{z_s} c_k dz \quad (3.32)$$

A integração da equação tridimensional (3.29) sobre a zona de carga suspensa leva a

$$\begin{aligned} \int_{z_b + \delta}^{z_s} \frac{\partial c_k}{\partial t} dz + \int_{z_b + \delta}^{z_s} \frac{\partial (uc_k)}{\partial x} dz + \int_{z_b + \delta}^{z_s} \frac{\partial (vc_k)}{\partial y} dz + \int_{z_b + \delta}^{z_s} \frac{\partial (wc_k)}{\partial z} dz - \int_{z_b + \delta}^{z_s} \frac{\partial (\omega_{sk} c_k)}{\partial z} dz = \\ \int_{z_b + \delta}^{z_s} \left[ \frac{\partial}{\partial x} \left( \varepsilon_s \frac{\partial c_k}{\partial x} \right) \right] dz + \int_{z_b + \delta}^{z_s} \left[ \frac{\partial}{\partial y} \left( \varepsilon_s \frac{\partial c_k}{\partial y} \right) \right] dz + \int_{z_b + \delta}^{z_s} \left[ \frac{\partial}{\partial z} \left( \varepsilon_s \frac{\partial c_k}{\partial z} \right) \right] dz \end{aligned} \quad (3.33)$$

Utilizando a regra Leibniz, as condições de contorno (3.30) e (3.31) bem como, as condições de contorno do escoamento na superfície livre do canal, Wu (2001) obtém a seguinte Equação da Convecção-Difusão do Transporte de Carga Suspensa integrada na vertical:

$$\begin{aligned} \frac{\partial}{\partial t} [(h - \delta) C_k] + \frac{\partial}{\partial x} [U(h - \delta) C_k] + \frac{\partial}{\partial y} [V(h - \delta) C_k] = \\ \frac{\partial}{\partial x} \left[ \varepsilon_s (h - \delta) \frac{\partial C_k}{\partial x} \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[ \varepsilon_s (h - \delta) \frac{\partial C_k}{\partial y} \right] + \frac{\partial S_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial S_{xz}}{\partial z} + E_{bk} - D_{bk} \end{aligned} \quad (3.34)$$

onde,

$U$  e  $V$  são as velocidades médias na vertical do escoamento nas direções  $x$  e  $y$ , respectivamente;

$S_{xx}$  e  $S_{xz}$  são os termos de dispersão devido a distribuição não-uniforme da velocidade do escoamento e da concentração de sedimento;

$E_{bk}$  e  $D_{bk}$  são os fluxos de ressuspensão e deposição, respectivamente, da classe de tamanho  $k$  do sedimento na interface entre a zona de carga suspensa e a zona de carga de leito, definidos como  $E_{bk} = \omega_{sk}c_{b*k}$  e  $D_{bk} = \omega_{sk}c_{b*k}$ , com  $c_{b*k}$  sendo a concentração atual de carga suspensa na interface.

Devido à zona de carga de leito ser geralmente fina,  $\delta_s \ll h$ , a eq. (3.34) pode ser simplificada para

$$\frac{\partial(hC_k)}{\partial t} + \frac{\partial(UhC_k)}{\partial x} + \frac{\partial(VhC_k)}{\partial y} = \frac{\partial}{\partial x} \left( \varepsilon_s h \frac{\partial C_k}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( \varepsilon_s h \frac{\partial C_k}{\partial y} \right) + E_{bk} - D_{bk} \quad (3.35)$$

Por outro lado, a integração da equação tridimensional (3.29) em toda a zona de carga de leito leva à Equação da Continuidade da Carga de Leito

$$(1 - p') \frac{\partial z_{bk}}{\partial t} + \frac{\partial(\delta \bar{c}_{bk})}{\partial t} + \frac{\partial q_{bkx}}{\partial x} + \frac{\partial q_{bky}}{\partial y} = -E_{bk} + D_{bk} \quad (3.36)$$

onde,

$p'$  é a porosidade do material do leito;

$\bar{c}_{bk}$  é a concentração média da carga de leito na zona da carga de leito;

$q_{bkx}$  e  $q_{bky}$  são as componentes da taxa de transporte da carga de leito em  $x$  e  $y$ , geralmente escritas como  $q_{bkx} = \alpha_{bx}q_{bk}$  e  $q_{bky} = \alpha_{by}q_{bk}$ ;

$\alpha_{bx}$  e  $\alpha_{by}$  são os cossenos das direções do movimento da carga de leito;

$q_{bk}$  é a taxa de transporte da carga de leito da classe de tamanho  $k$ .

Para o transporte de sedimento sob condições instáveis, as séries temporais da entrada da descarga de sedimento são exigidas pelo modelo. Segundo (WU, 2001), o usuário do modelo deve fornecer diretamente as descargas de sedimento fracionário  $Q_{bk}$  (carga de leito) e  $Q_{sk}$  (carga suspensa) para cada classe de tamanho de sedimento. Uma vez

informadas as descarga  $Q_{bk}$  e  $Q_{sk}$  para a seção transversal inteira, o CCHE2D distribuirá ao longo da seção transversal de entrada por

$$q_{bk} = \frac{Q_{bk} q^{mb}}{\int_0^B q^{mb} dy}; \quad q_{sk} = \frac{Q_{sk} q^{ms}}{\int_0^B q^{ms} dy} \quad (3.37)$$

onde  $q$  é a descarga específica do escoamento em cada nó,  $q = \bar{U}h$ ;  $m_b$  e  $m_s$  são coeficientes específicos.

Nos contornos das margens e outros tipos de contornos fixos, tais como ilhas, a taxa de transporte da carga de leito é definida sendo zero e o gradiente de concentração de carga suspensa na direção normal ao contorno também é definido como zero, isto é,

$$q_{bk} = 0; \quad (3.38)$$

$$\frac{\partial C_k}{\partial n} = 0 \quad (3.39)$$

onde  $n$  é ao longo da direção normal do contorno.

No contorno de saída, o gradiente de concentração de carga suspensa ao longo da direção do escoamento é definido como zero

$$\frac{\partial C_k}{\partial s} = 0 \quad (3.40)$$

onde  $s$  é a direção do escoamento no contorno de saída Wu (2001).

Segundo Scott e Jia (2005), a maioria dos modelos é desenvolvida para períodos curtos de tempo em trechos relativamente curtos de rios para tornar as simulações mais rápidas. Embora isso forneça um indicador de resposta inicial do canal, não fornece um indicador de mudanças a longo prazo na morfologia do rio. Para reduzir o tempo exigido de simulação, uma aproximação para escoamento quase-permanente pode ser realizada para simulações de longo prazo em sistemas de rios grandes com hidrogramas variando gradualmente. Embora a hidrodinâmica e o transporte de sedimento fluvial sejam inerentemente não-permanentes na natureza, Scott e Jia (2005) afirmam que uma aproximação para quase-permanente fornece uma resolução adequada aos problemas para apoiar as decisões de engenharia.

### 3.1.7.1 Comprimento de Adaptação ao Não-Equilíbrio $L_s$

Segundo Zhang (2005), o comprimento de adaptação é a distância para o sedimento se ajustar de um estado de não-equilíbrio para um estado de equilíbrio. Caracteriza-se como o comprimento necessário para o leito do rio responder às perturbações do ambiente, tais como estruturas hidráulicas, mudanças na geometria do canal e variação na entrada de sedimento.

Lai e Gaeuman (2013) definem o comprimento de adaptação como a distância exigida para um pacote de sedimento alcançar a concentração de equilíbrio quando esse move-se em uma região de maiores ou menores tensões de cisalhamento.

Essa distância pode variar de poucos centímetros em experimentos laboratoriais a mil metros em rios naturais. Qamar e Baig (2012) afirmam que o comprimento de adaptação é um parâmetro de extrema importância na aproximação para transporte em não-equilíbrio dos modelos do NCCHE (National Center for Computational Hydroscience and Engineering).

Segundo Wu e Vieira (2002), apesar de ser um importante parâmetro,  $L_s$  tem que ser estabelecido empiricamente e considerar as incertezas sobre sua prescrição. Diferentes pesquisadores tem adotado diferentes valores para esse comprimento.

Há dois tipos de comprimento de adaptação: o da carga de leito ( $L_{s,b}$ ) e o da carga suspensa ( $L_{s,s}$ ). Especificamente para a carga de leito,  $L_{s,b}$  está relacionado às dimensões dos movimentos do sedimento estudado, das formas do leito e das geometrias do canal (WU; VIEIRA, 2002). Por exemplo, na modelagem de um rio natural Wu, Rodi e Wenka (2000) adotaram  $L_s$  igual a cem vezes o diâmetro médio ( $100d_{50}$ ) e em outra simulação Rahuel et al. (1989) adotaram valores muito maiores, cerca de duas vezes o comprimento da malha. Segundo Wu e Vieira (2002), em experimentos de laboratório os processos de transporte de sedimento são principalmente em escalas menores, enquanto os processos naturais de transporte de sedimento ocorrem normalmente em escalas maiores em longos períodos de tempo.

O comprimento  $L_{s,s}$  para a carga suspensa é definido em termos de um coeficiente  $\alpha$  de adaptação e da velocidade de queda  $\omega_s$  da partícula. Qamar e Baig (2012) definem  $L_s = Uh/\alpha\omega_s$ , onde  $U$  é a velocidade média do escoamento e  $h$  é a profundidade do rio. Esse coeficiente  $\alpha$  representa teoricamente a razão entre a concentração de sedimento suspenso próximo ao leito e a concentração de sedimento suspenso à meia-profundidade (DONG; ACHARYA; STONE, 2010).

De acordo com Han (1980 apud Dong et al., 2010) e Wu et al. (1992 apud Dong et al., 2010), quando  $\alpha$  é 1 caracteriza-se forte solapamento, ou seja, erosão; quando o valor

suposto é 0,25 caracteriza-se forte deposição; e  $\alpha$  igual a 0,5 representa fraco solapamento e fraca deposição.

#### 3.1.7.2 Contribuição das Margens no Transporte de Sedimento

O sedimento vindo das margens tende a se depositar bem próximo das próprias margens e então ser erodido caso o escoamento seja suficientemente forte. A quantidade de sedimento que entra no domínio pelas laterais está relacionada à declividade das margens dos rios, assim, é necessário conhecer detalhadamente as declividades de toda a margem.

Fathi e Honarbakhs (2012) afirmam que para rios de pequeno porte a influência desse material erodido das margens e depositado próximo a elas pode perturbar a distribuição do escoamento. Porém, em rios de grande porte o escoamento não sofre forte perturbação.

Outro fator de grande relevância é o ajustamento natural do rio para evitar as erosões das margens. Segundo Fathi e Honarbakhs (2012), se a erosão é muito rápida, a elevação do leito perto das margens tende a aumentar e isso desacelera as erosões nessas regiões.

Os mesmos autores ainda afirmam que os materiais das margens são menos erodíveis que os materiais do leito. Com isso, as escalas de tempo para calcular a erosão das margens são muito maiores do que para calcular a mudança do leito e o escoamento.

Jia e Wang (1999) afirmam que a mudança na forma do canal é de uma escala de tempo muito maior que a mudança do leito. Assim, supor margens fixas nas simulações é similar a supor baixa erosão dessas regiões.

Por tudo isso, nas simulações realizadas nesse trabalho não foram consideradas as entradas de sedimento a partir das margens do domínio.

## 3.2 Descrição do Modelo Delft3D

O modelo Delft3D é composto por um conjunto de módulos, no qual cada um cobre uma certa gama de aspectos de pesquisa ou problemas de engenharia (DELTARES, 2014). Entre os módulos pode-se citar o módulo hidrodinâmico (FLOW), o módulo de transporte de sedimento (SED) e o módulo de morfologia (MOR). Esses módulos podem trabalhar acoplados, assim a batimetria pode ser atualizada, a cada passo de tempo, devido às evoluções morfológicas causadas por erosões e deposições de sedimentos, além de prever o transporte de sedimentos de leito e em suspensão.



### 3.2.1 Módulo Delft3D-RGFGRID

O módulo Delft3D-RGFGRID tem por objetivo criar, modificar e visualizar grades curvilíneas para serem utilizadas pelo módulo hidrodinâmico do Delft3D. A vantagem de se usar grades curvilíneas nas simulações é que as linhas de grade curvas podem acompanhar os contornos terrestres e os canais, que naturalmente também são curvos.

Segundo Deltares (2014), as grades curvilíneas são aplicadas em modelos de diferenças finitas para fornecer uma alta resolução da grade na área de interesse do estudo e diminuir o esforço computacional. Porém, para minimizar erros nas aproximações das diferenças finitas, as grades curvilíneas devem ser suaves e ortogonais.

O próprio módulo Delft3D-RGFGRID é capaz de avaliar a qualidade da grade curvilínea, através de sua ortogonalidade e de sua suavidade. A ortogonalidade, que é o valor do cosseno dos ângulos entre as linhas de grade, deve ser menor que 0,02. A suavidade, que é uma razão entre a dimensão da célula da grade nas direções M e N, deve ser menor que 1,4 na área de interesse (DELTARES, 2014).

### 3.2.2 Módulo Delft3D - QUICKIN

O Delft-QUICKIN é capaz de criar, manipular e visualizar a malha batimétrica para ser utilizada no módulo hidrodinâmico.

A amostra de dados batimétricos medidos em campo são, na maioria das vezes, menor que os pontos da grade computacional produzida. Assim, esses dados precisam ser interpolados para os pontos da grade computacional a fim de permitir a realização dos cálculos posteriores.

O módulo Delft3D-QUICKIN permite que a área de interesse seja delimitada por um polígono e que o método de interpolação desejado, por exemplo o método de interpolação triangular, seja aplicado nessa área designada.

### 3.2.3 Módulo Hidrodinâmico

Como já mencionado anteriormente o Delft3D-FLOW resolve as equações de Navier Stokes para um fluido incompressível. Equações da continuidade e da quantidade de movimento são resolvidas para o cálculo das velocidades nas simulações hidrodinâmicas. O modelo usa coordenadas curvilíneas ortogonais, no qual a batimetria é referenciada a um plano horizontal, com o intuito de aumentar a precisão da discretização.

A equação da continuidade é apresentada a seguir:

$$\frac{\partial \zeta'}{\partial t} + \frac{1}{\sqrt{G_{\xi\xi}}\sqrt{G_{\eta\eta}}} \frac{\partial((d + \zeta')U_\xi\sqrt{G_{\eta\eta}})}{\partial \xi} + \frac{1}{\sqrt{G_{\xi\xi}}\sqrt{G_{\eta\eta}}} \frac{\partial((d + \zeta')V_\eta\sqrt{G_{\xi\xi}})}{\partial \eta} = Q_t \quad (3.41)$$

onde,

$t$  é o tempo;

$\xi$  é a longitude no sistema cartesiano;

$\eta$  é a latitude no sistema cartesiano;

$\sqrt{G_{\xi\xi}}$  e  $\sqrt{G_{\eta\eta}}$  são coeficientes de transformação de coordenadas curvilíneas para coordenadas retangulares;

$U_\xi$  e  $V_\eta$  velocidade integrada na vertical nas direções  $\xi$  e  $\eta$ ;

$\zeta'$  é a elevação da superfície livre sobre o plano de referência;

$d$  é a profundidade abaixo do plano de referência;

$Q_t$  é a contribuição por unidade de área devido à descarga.

As equações da quantidade de movimento são:

$$\begin{aligned} \frac{\partial U_\xi}{\partial t} + \frac{U_\xi}{\sqrt{G_{\xi\xi}}} \frac{\partial U_\xi}{\partial \xi} + \frac{V_\eta}{\sqrt{G_{\eta\eta}}} \frac{\partial U_\xi}{\partial \eta} + \frac{U_\xi V_\eta}{\sqrt{G_{\xi\xi}}\sqrt{G_{\eta\eta}}} \frac{\partial \sqrt{G_{\xi\xi}}}{\partial \eta} - \frac{V_\eta^2}{\sqrt{G_{\xi\xi}}\sqrt{G_{\eta\eta}}} \frac{\partial \sqrt{G_{\eta\eta}}}{\partial \xi} + \\ - f_{Cor} V_\eta = - \frac{1}{\rho_0 \sqrt{G_{\xi\xi}}} P_\xi - \frac{g U_\xi \sqrt{U_\xi^2 + V_\eta^2}}{C_{2D}^2 (d + \zeta')} + F_\xi + M_\xi \end{aligned} \quad (3.42a)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial V_\eta}{\partial t} + \frac{U_\xi}{\sqrt{G_{\xi\xi}}} \frac{\partial V_\eta}{\partial \xi} + \frac{V_\eta}{\sqrt{G_{\eta\eta}}} \frac{\partial V_\eta}{\partial \eta} + \frac{U_\xi V_\eta}{\sqrt{G_{\xi\xi}}\sqrt{G_{\eta\eta}}} \frac{\partial \sqrt{G_{\eta\eta}}}{\partial \xi} - \frac{U_\xi^2}{\sqrt{G_{\xi\xi}}\sqrt{G_{\eta\eta}}} \frac{\partial \sqrt{G_{\xi\xi}}}{\partial \eta} + \\ + f_{Cor} U_\xi = - \frac{1}{\rho_0 \sqrt{G_{\eta\eta}}} P_\eta - \frac{g V_\eta \sqrt{U_\xi^2 + V_\eta^2}}{C_{2D}^2 (d + \zeta')} + F_\eta + M_\eta \end{aligned} \quad (3.42b)$$

onde,

$f_{Cor}$  é o parâmetro de Corilis;

$P_\xi$  e  $P_\eta$  são os gradientes de pressão;

$F_\xi$  e  $F_\eta$  são os fluxos de quantidade de movimento turbulento;

$M_\xi$  e  $M_\eta$  são contribuições devido à fonte ou sumidouros externos de quantidade de movimento;

$C_{2D}$  é o coeficiente de Chézy 2D que pode ser determinado pela fórmula de Manning:  
 $C_{2D} = \sqrt[6]{H}/n$ ;

$H$  é a profundidade total da água;

$n$  é o coeficiente de Manning.

A equação da quantidade de movimento vertical é reduzida à equação da pressão hidrostática quando supõe-se escoamento em águas rasas. Com isso, segundo Alam e Martin (2013) o modelo calcula  $P_\xi$  e  $P_\eta$  a partir das aproximações de Boussinesq e do uso da regra de Leibnitz:

$$\frac{1}{\rho\sqrt{G_{\xi\xi}}}P_\xi = \frac{g}{\sqrt{G_{\xi\xi}}}\frac{\partial\zeta'}{\partial\xi} + g\frac{(d+\zeta')}{\rho\sqrt{G_{\xi\xi}}}\int_\sigma^0\left(\frac{\partial\rho}{\partial\xi} + \frac{\partial\rho}{\partial\sigma}\frac{\partial\sigma}{\partial\xi}\right)d\sigma' \quad (3.43a)$$

$$\frac{1}{\rho\sqrt{G_{\eta\eta}}}P_\eta = \frac{g}{\sqrt{G_{\eta\eta}}}\frac{\partial\zeta'}{\partial\eta} + g\frac{(d+\zeta')}{\rho\sqrt{G_{\eta\eta}}}\int_\sigma^0\left(\frac{\partial\rho}{\partial\eta} + \frac{\partial\rho}{\partial\sigma}\frac{\partial\sigma}{\partial\eta}\right)d\sigma' \quad (3.43b)$$

onde,

$\rho$  é a densidade de referência da água;

As equações do fluxo das quantidades de movimento turbulento são as seguintes:

$$F_\xi = \frac{1}{\sqrt{G_{\xi\xi}}}\frac{\partial\tau_{\xi\xi}}{\partial\xi} + \frac{1}{\sqrt{G_{\eta\eta}}}\frac{\partial\tau_{\xi\eta}}{\partial\eta} \quad (3.44a)$$

$$F_\eta = \frac{1}{\sqrt{G_{\xi\xi}}}\frac{\partial\tau_{\eta\xi}}{\partial\xi} + \frac{1}{\sqrt{G_{\eta\eta}}}\frac{\partial\tau_{\eta\eta}}{\partial\eta} \quad (3.44b)$$

onde,  $\tau_{\xi\xi}$ ,  $\tau_{\xi\eta}$ ,  $\tau_{\eta\xi}$  e  $\tau_{\eta\eta}$  são as tensões de Reynolds e são determinadas por:

$$\tau_{\xi\xi} = \frac{2\nu_H}{\sqrt{G_{\xi\xi}}}\left(\frac{\partial u}{\partial\xi} + \frac{\partial u}{\partial\sigma}\frac{\partial\sigma}{\partial\xi}\right) \quad (3.45a)$$

$$\tau_{\xi\eta} = \tau_{\eta\xi} = \nu_H\left\{\frac{1}{\sqrt{G_{\eta\eta}}}\left(\frac{\partial u}{\partial\eta} + \frac{\partial u}{\partial\sigma}\frac{\partial\sigma}{\partial\eta}\right) + \frac{1}{\sqrt{G_{\xi\xi}}}\left(\frac{\partial v}{\partial\xi} + \frac{\partial v}{\partial\sigma}\frac{\partial\sigma}{\partial\xi}\right)\right\} \quad (3.45b)$$

$$\tau_{\eta\eta} = \frac{2\nu_H}{\sqrt{G_{\eta\eta}}}\left(\frac{\partial v}{\partial\eta} + \frac{\partial v}{\partial\sigma}\frac{\partial\sigma}{\partial\eta}\right) \quad (3.45c)$$

### 3.2.3.1 Condições de Contorno

No Delft3D-FLOW um conjunto de condições iniciais e de contorno para o nível d'água e para as velocidades horizontais deve ser especificado (DELTARES, 2014). Os contornos do domínio consiste de partes "terra-água" e "água-água". Os contornos "terra-água", chamados de limites fechados (margens de rios, linhas costeiras), são limites naturais onde as velocidades normais são definidas como zero. Não há escoamento através desse contorno.

Os contornos "água-água", chamados de limites abertos, são introduzidos para restringir a área computacional de estudo e normalmente situadas o mais longe possível da área de interesse. O escoamento é normal ao contorno aberto e os dados necessários para essa condição de contorno pode ser obtidos por medições de campo.

### 3.2.4 Transporte de Sedimento e Morfologia

Segundo Deltares (2014), o módulo de transporte de sedimento (SED) e o módulo de morfologia suportam tanto transporte de carga de leito e carga suspensa de sedimentos não-coesivos quanto carga suspensa de sedimentos coesivos.

O limite entre sedimento coesivo e sedimento não-coesivo é obscuro. Em geral, sedimentos muito menores que  $2 \mu\text{m}$  são considerados coesivos. Sedimentos muito maiores que  $60 \mu\text{m}$  são considerados não-coesivos (HUANG; HILLDALE; GREIMANN, 2006).

Sedimentos coesivos são compostos de material com tamanho semelhante ao da argila e com intensa força iônica entre as partículas. Os sedimentos coesivos consistem de minerais inorgânicos (minerais argilosos e não-argilosos) e material orgânico (detritos de plantas e animais e bactérias) (HUANG; HILLDALE; GREIMANN, 2006).

#### 3.2.4.1 Transporte de Carga Suspensa

Segundo Alam e Martin (2013), a equação da advecção-difusão (Eq. 3.46) é empregada no transporte de sedimento suspenso do Delft3D:

$$\frac{\partial[Hc]}{\partial t} + \frac{\partial[HUc]}{\partial x} + \frac{\partial[HVc]}{\partial y} + \frac{\partial(\omega c)}{\partial \sigma} = H \left[ \frac{\partial}{\partial x} \left( D_H \frac{\partial c}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( D_H \frac{\partial c}{\partial y} \right) \right] + \frac{1}{H} \frac{\partial}{\partial \sigma} \left[ D_V \frac{\partial c}{\partial \sigma} \right] + HS \quad (3.46)$$

onde,

$c$  é a concentração de sedimento ( $\text{kg}/\text{m}^3$ );

$S$  é a indicação da fonte e do sumidouro por unidade de área;

$D_H$  e  $D_V$  são as difusividades horizontal e vertical, respectivamente;

$\omega$  é a vorticidade;

$\sigma$  é a coordenada vertical.

#### 3.2.4.2 Transporte de Carga de Leito

Para o transporte de carga de leito, Alam e Martin (2013) mostra que o Delft3D emprega a equação 3.47:

$$|S_b| = 0,006\rho_s\omega_s d_{50}^{(l)} M^{0.5} M_e^{0.7} \quad (3.47)$$

onde,

$S_b$  é a taxa de transporte de carga de leito para o diâmetro mediano  $d_{50}$ ;

$\omega_s$  é a velocidade de queda da partícula de sedimento;

$M$  é a mobilidade do sedimento devido às ondas e correntes;

$M_e$  é a mobilidade do excesso de sedimento.

#### 3.2.4.3 Atualização da Morfologia

A elevação do leito é atualizada a cada passo de tempo durante a simulação. Isso ocorre porque a mudança na massa de material do leito é calculada como resultado dos gradientes de transporte e dos termos fonte e sumidouro de sedimento.

A mudança na quantidade de sedimentos no fundo causados pelo transporte de carga de leito é calculada pela equação 3.48:

$$\Delta_{SED}^{(m,n)} = \frac{\Delta t f_{MORFAC}}{A^{(m,n)}} \left( S_{b,uu}^{(m-1,n)} \Delta y^{(m-1,n)} - S_{b,uu}^{(m,n)} \Delta y^{(m,n)} + \right. \\ \left. S_{b,vv}^{(m,n-1)} \Delta x^{(m,n-1)} - S_{b,vv}^{(m,n)} \Delta x^{(m,n)} \right) \quad (3.48)$$

onde,

$\Delta_{SED}^{(m,n)}$  é a mudança na quantidade de sedimento na localidade  $(m, n)$ ;

$\Delta t$  é o passo de tempo computacional;

$f_{MORFAC}$  é o fator de aceleração morfológica, MORFAC;

$A^{(m,n)}$  é a área da célula computacional na localidade  $(m, n)$ ;

$S_{b,uu}^{(m,n)}$  e  $S_{b,vv}^{(m,n)}$  são os vetores de transporte do sedimento de carga de leito calculada nas direções  $u$  e  $v$ , respectivamente;

$\Delta x^{(m,n)}$  é a largura da célula na direção  $x$ ;

$\Delta y^{(m,n)}$  é a largura da célula na direção  $y$ .

#### 3.2.4.4 Fator da Escala Morfológica

De acordo com Deltares (2014), as mudanças morfológicas acontecem em escalas de tempo muito maiores que as mudanças hidrodinâmicas. Para minimizar os efeitos desse fato o Delft3D apresenta o fator temporal de escala de morfológica ( $f_{MORFAC}$ ), que acelera os efeitos morfológicos durante as simulações. Os fluxos de erosão e deposição entre o leito e o escoamento são multiplicados por esse fator em cada passo de tempo. As alterações no nível do leito ajustado são incorporadas nos cálculos do escoamento hidrodinâmico. De forma mais simplificada, George, Gelfenbaum e Stevens (2012) define  $f_{MORFAC}$  como:

$$f_{MORFAC} = \frac{\text{tempo morfológico}}{\text{tempo hidrodinâmico}} \quad (3.49)$$

Como exemplo, para um fator de escala morfológica igual a 30, em uma simulação de um dia, mudanças morfológicas de 30 dias serão simuladas (TROUW et al., 2012). O uso do  $f_{MORFAC}$  também reduz o tempo computacional das simulações (GEORGE; GELFENBAUM; STEVENS, 2012).

## 4 Metodologia

A seção 4.1 descreve a área de estudo desse trabalho, enquanto as seções 4.2, 4.3 e 4.4 apresentam os dados batimétricos, os dados de vazão e cota d'água e os dados de sedimentos, respectivamente, utilizados para alimentar os modelos.

### 4.1 Caracterização da Área de Estudo

O Rio Paraguai está contido na bacia do Rio Paraná, mais especificamente na sub-bacia do Rio Paraguai e apresenta uma área de drenagem igual a 371.000 km<sup>2</sup>. A região do Rio Paraguai estudada nesse trabalho está localizada no Distrito de Porto Esperança, no município de Corumbá, Estado do Mato Grosso do Sul, mais precisamente na localidade denominada Passo do Jacaré (Fig. 3), cuja coordenadas em UTM são 453574.84 m E e 7832057.46 m S.

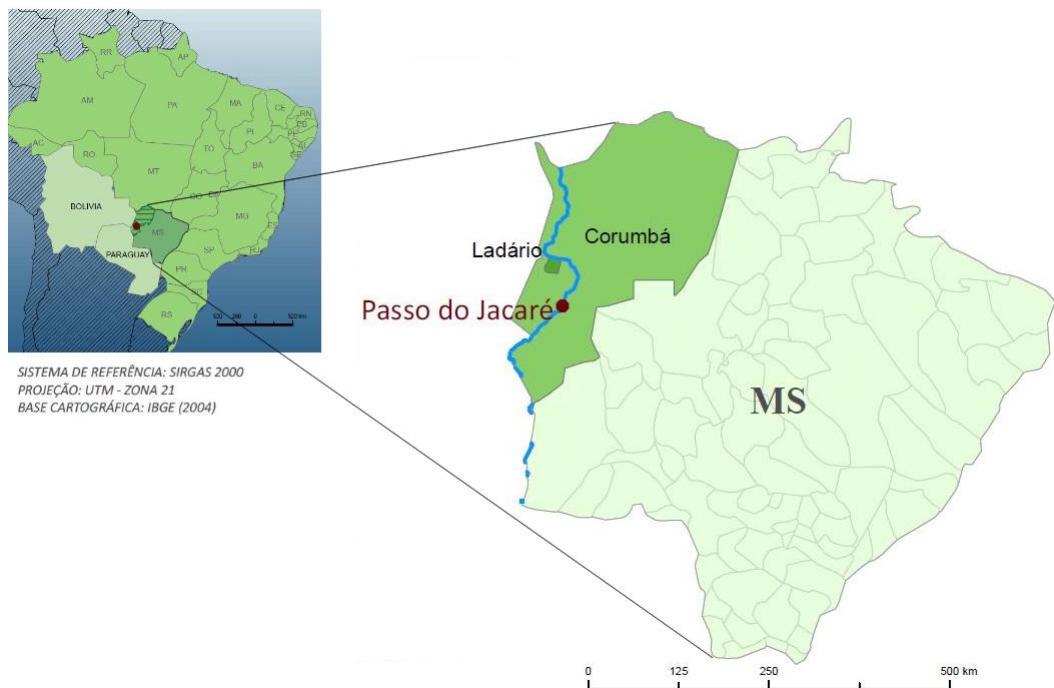


Figura 3 – Localização da área de estudo. Fonte: ITTI (2012).

Através dessa hidrovia navegam comboios contendo grandes quantidades de minério de ferro e minério de manganês vindas do Maciço do Urucum em Corumbá/MS. Além desses minérios, outros produtos são escoados, como por exemplo, soja em grão, farelo de soja, açúcar e milho, o que confere à hidrovia grande importância econômica (ITTI, 2012).

Um pouco a montante de Porto Esperança, exatamente no Passo do Jacaré, está localizada a ponte ferroviária Eurico Gaspar Dutra que cruza o Rio Paraguai (Fig. 4). Essa ponte, cujas estruturas começaram a ser construídas em 1938, teve suas obras concluídas somente no ano de 1947 (NAKAO et al., 2009).



Figura 4 – Ponte Eurico Gaspar Dutra. Fonte: Nakao et al. (2009).

Através da ferrovia são transportados minérios, grãos, combustíveis e contêineres para a Bolívia Nakao et al. (2009). Atualmente a ponte é tombada como patrimônio cultural brasileiro pelo Instituto do Patrimônio Artístico e Histórico Nacional (Iphan).

Apesar de seu valor econômico e histórico, a ponte é um obstáculo artificial que dificulta a passagem das embarcações devidos às limitações dos vãos entre os pilares.

Com grandes diâmetros, os pilares também contribuem para as mudanças morfológicas do leito, uma vez que diminuem a velocidade do escoamento imediatamente antes da ponte depositando mais sedimento e aumentam a velocidade do escoamento ao passar pelos vãos, erodindo o leito após a ponte. A quantificação destes processos é o objeto desta dissertação.

## 4.2 Dados Batimétricos

Modelos de transporte de sedimento exigem um bom conjunto de dados batimétricos do canal. Com um ecobatímetro, por exemplo do tipo ADCP (do inglês, *Acoustic Doppler current profiler*) a profundidade é obtida ao longo de um número de seções perpendiculares ao rio. As profundidades medidas com o ecobatímetro são convertidas em elevações do leito a partir da leitura do Zero da Régua em relação ao nível do mar. Qualquer mudança morfológica perto de estruturas, como pilares de ponte, são previstas através do monitoramento de seções transversais a montante e a jusante das estruturas e da previsão do comportamento do escoamento e do nível d'água nessas regiões.

Trabalhos de campo na área coletaram dados batimétricos do leito do Rio Paraguai a montante e a jusante da ponte Eurico Gaspar Dutra a fim de elaborar o projeto de



dragagem do Passo do Jacaré (ITTI, 2012). Os levantamentos topográficos foram elaborados entre os meses de maio e junho de 2011 e, segundo ITTI (2012), os dados coletados em 2011 atualizaram um levantamento previamente realizado no ano de 2008. Esses dados foram utilizados nesse trabalho. Na Figura 5, que compara as profundidades do leito referente aos dois levantamentos batimétricos realizados, é possível concluir que o rio estudado alterou-se muito pouco no período de três anos, informação de grande relevância para o estudo de evolução morfológica desse trabalho.

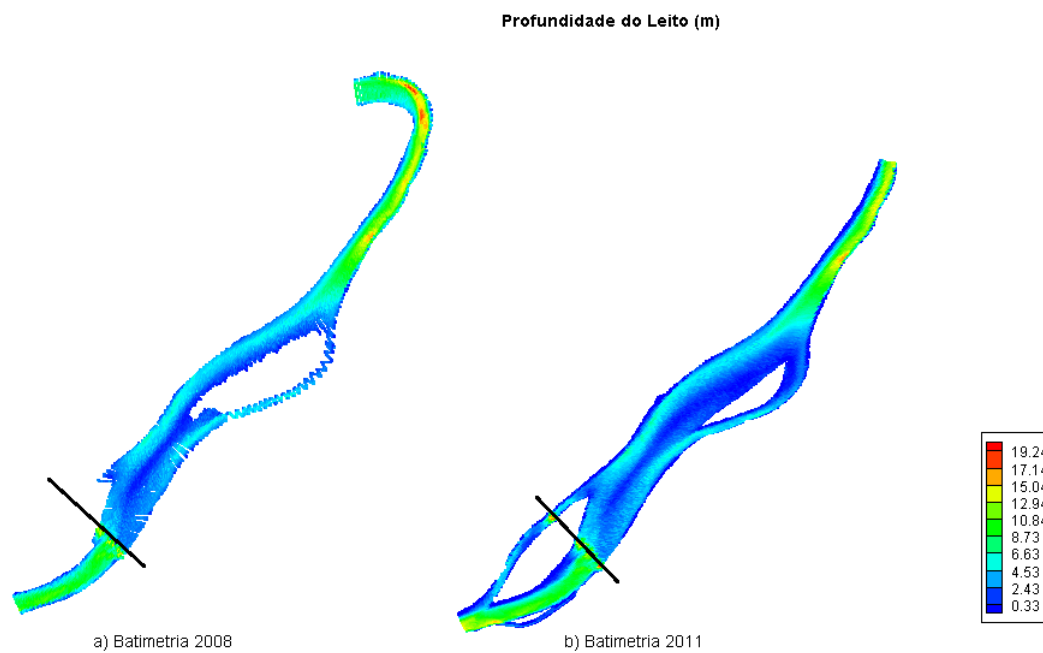


Figura 5 – Batimetrias realizadas nos anos de 2008 e 2011.

Nota-se que os dados de 2011 refletem maior detalhamento da profundidade do rio. Assim, os dados batimétricos escolhidos para alimentar as simulações nesse trabalho foram os de 2011, porém, os dados de 2008 servirão como base para comparações da evolução do leito.

As profundidades do leito foram corrigidas para representar a elevação do leito em relação ao nível do mar. Para esse processo precisou-se conhecer o Zero da Régua em Porto Esperança, que, segundo estudos contidos no relatório do ITTI (2012), é igual a 80,075m acima do nível do mar. A esse valor ainda foi considerado um nível de redução de 0,67m acima do Zero da Régua como fator de correção. Assim, as profundidades do leito já interpoladas representadas na Figura 6 estão referenciadas à cota de 80,745m.

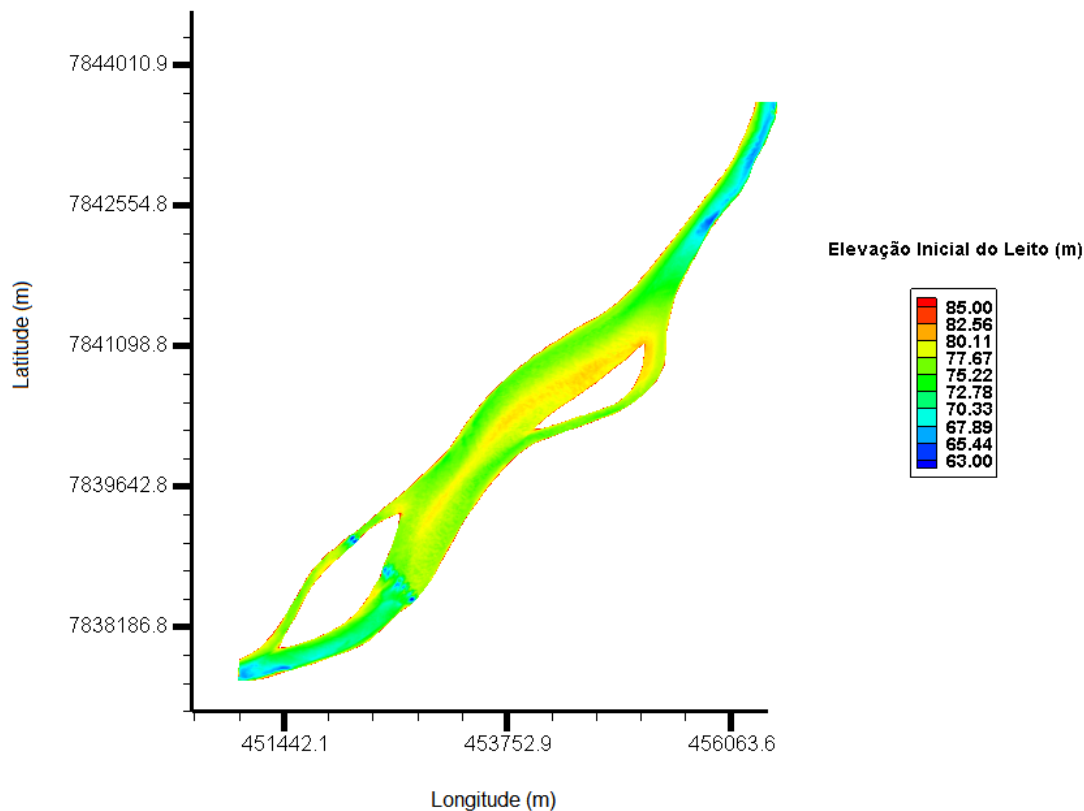


Figura 6 – Cotas do leito do rio referenciadas ao Zero da Régua.

### 4.3 Dados de Vazão e de Cota Média

A maioria dos modelos morfológicos exige dados de vazão para o contorno de entrada e dados de cota d'água para o contorno de saída. Além disso, algumas partes do sistema podem ser descritas como contornos fechados, onde a condição de contorno para a vazão é zero.

Os dados de vazão do Rio Paraguai medidos na estação em Porto Esperança estão disponíveis no portal do Sistema Nacional de Informações sobre Recursos Hídricos (SNIRH), cujo código da estação é 66955000, sob responsabilidade da Agência Nacional das Águas (ANA). As medições registradas pela ANA são médias mensais do ano de 1963 a 1981. Dessa forma, não há registros das vazões atuais do rio naquela região. A estação da ANA também registrou os valores médios do nível mensal da água e, assim como os de vazão, estão disponíveis no portal do SNIRH.

Há uma grande inconsistência nos dados de Porto Esperança fornecidos pela ANA. As Figuras 7 e 8 mostram essa distorção, com elevação abrupta da vazão e do nível médio da água a partir do ano de 1974 (linha pontilhada). Tomando como base a cota média de 86,135m medida pelo ADCP no ano de 2011 fornecido pelo (ITTI, 2012), notou-se que os valores de nível e consequentemente de vazão a partir de 1974 são mais confiáveis e foram adotados para esse trabalho.

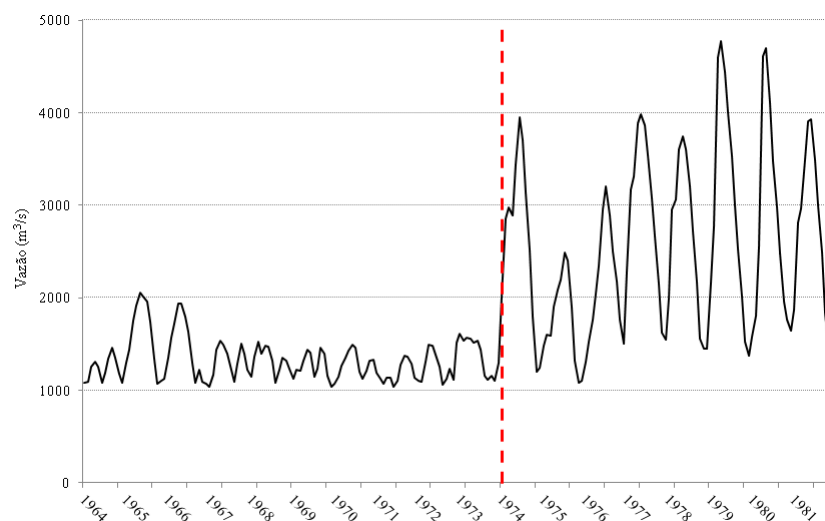


Figura 7 – Dados de Vazão. Fonte: ANA, 2013.

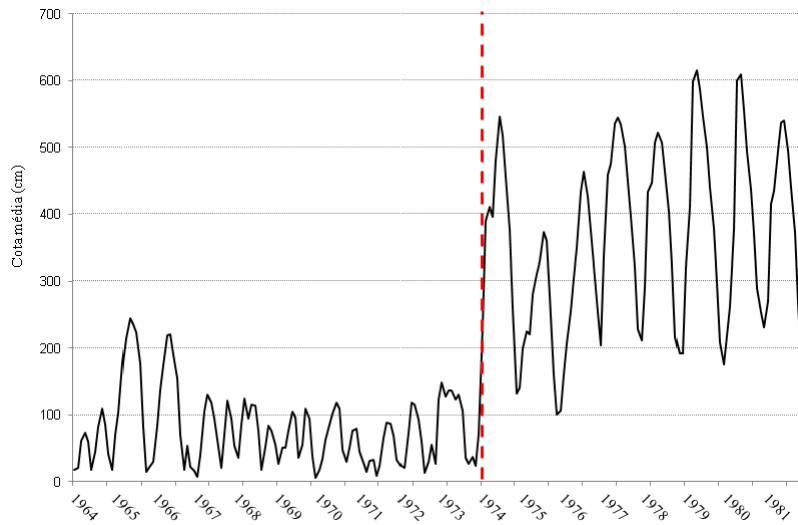


Figura 8 – Dados de Cota Média. Fonte: ANA, 2013.

Apesar de apresentar vazões elevadas, as declividades do rio Paraguai nessa região são muito baixas, da ordem de  $10^{-5}$  m/m.

## 4.4 Dados de Sedimento

Para a modelagem do transporte de sedimento é necessário conhecer as características do sedimento no leito do rio. Para isso, deve-se coletar amostras de sedimento do leito e analisá-las em termos de distribuição granulométrica.

Ao CCHE2D precisam ser informadas as classes de tamanho do sedimento, a porcentagem de cada classe na amostra, a concentração de sedimento de leito e suspenso e a porosidade do sedimento.

A classificação granulométrica segundo a Resolução CONAMA nº 344 de 2004 está representada na Tabela 1.

Tabela 1 – Classificação granulométrica.

CLASSIFICAÇÃO	Diâmetro (mm)
Argila	0,00394 a 0,0002
Silte	0,062 a 0,00394
Areia muito fina	0,125 a 0,062
Areia fina	0,25 a 0,125
Areia média	0,5 a 0,25
Areia grossa	1 a 0,5
Areia muito grossa	2 a 1

Segundo ITTI (2012), a análise granulométrica foi feita pelo Laboratório de Análises de Minerais e Rochas (LAMIR) do Departamento de Geologia da UFPR, o qual identificou a porcentagem de cada classe nas amostras de sedimento em Porto Esperança (Tabs. 2 e 3). Esses são dados de entrada essenciais à simulação do transporte, uma vez que influenciam a previsão do comportamento do rio.

Tabela 2 – Sedimento de fundo.

Classificação	%
Argila	10
Silte	40
Areia muito fina	0
Areia fina	49,5
Areia média	0,5
Areia grossa	0
Areia muito grossa	0
Total	100

Tabela 3 – Sedimento suspenso.

Classificação	%
Argila	60
Silte	30
Areia muito fina	0
Areia fina	10
Areia média	0
Areia grossa	0
Areia muito grossa	0
Total	100

A base de dados sobre descarga de sedimento no Rio Paraguai fornecida pela estação instalada em Porto Esperança é extremamente escassa, com poucos valores registrados nos anos de 1960. Por isso, para esta simulação, foram adotados os valores médios de descarga de sedimento contidos no Relatório do ITTI (2012). O valor médio de fluxo de suspensão e de fundo são iguais a 29600 ton/dia e 150 ton/dia, respectivamente, obtidos a partir dos poucos registros existentes.



## 5 Resultados

Esse capítulo apresenta os resultados obtidos com o CCHE2D e com o Delft3D, após as interpolações dos dados, as validações das hidrodinâmicas, as calibrações necessárias e as simulações da evolução morfológica.

### 5.1 Geração da Malha - CCHE2D

O primeiro e mais importante passo antes de iniciar o processo de simulação é gerar uma malha que represente bem a região de interesse. A malha é usada para representar o domínio computacional nas simulações. O CCHE-MESH permite criar malhas em 2D a partir do banco de dados topográficos do local (ZHANG; JIA, 2009). Os limites para o modelo são definidos através da adição de nós ao longo das margens do rio.

A Figura 9 representa a malha gerada a partir do CCHE-MESH com um total 36500 nós (73x500) usados para representar a geometria do domínio nos cálculos hidrodinâmicos e de transporte de sedimento.

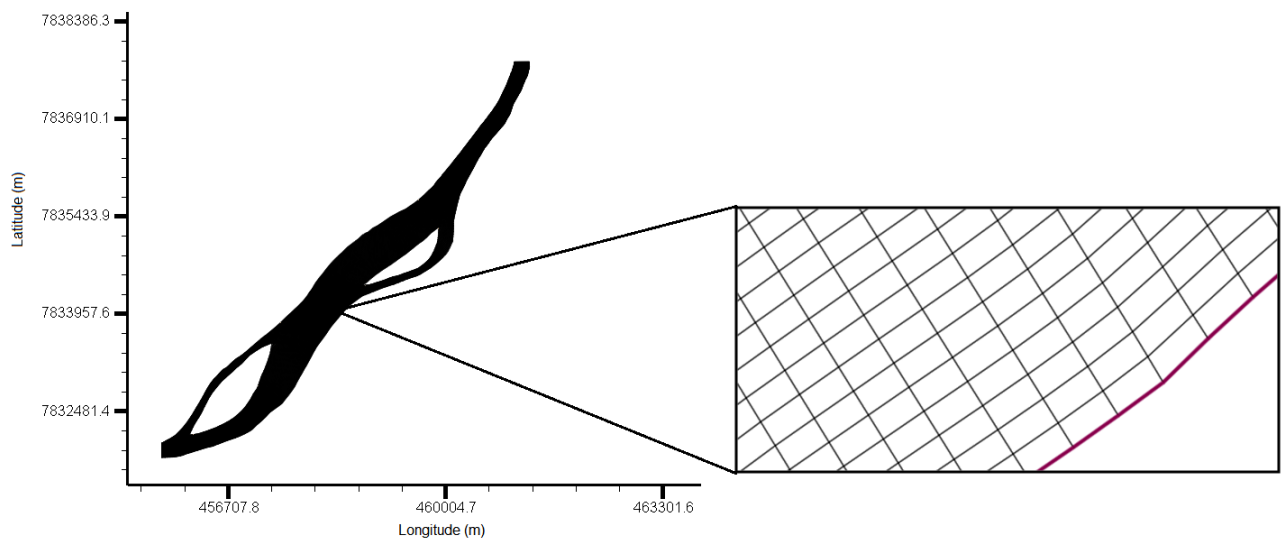


Figura 9 – Malha do domínio estudado para o modelo CCHE2D.

Para tornar a malha útil à simulação é necessária a interpolação dos dados do leito. Esse é um processo de interpolação da elevação do leito a partir do banco de dados batimétricos sobre cada nó da malha. O método escolhido foi a interpolação triangular, isso porque, segundo (ZHANG; JIA, 2009), apesar de exigir maior esforço computacional, é o método mais estável fornecido pelo CCHE-MESH. A Figura 10 mostra os resultados finais da malha após a interpolação triangular para o domínio estudado nesse trabalho.

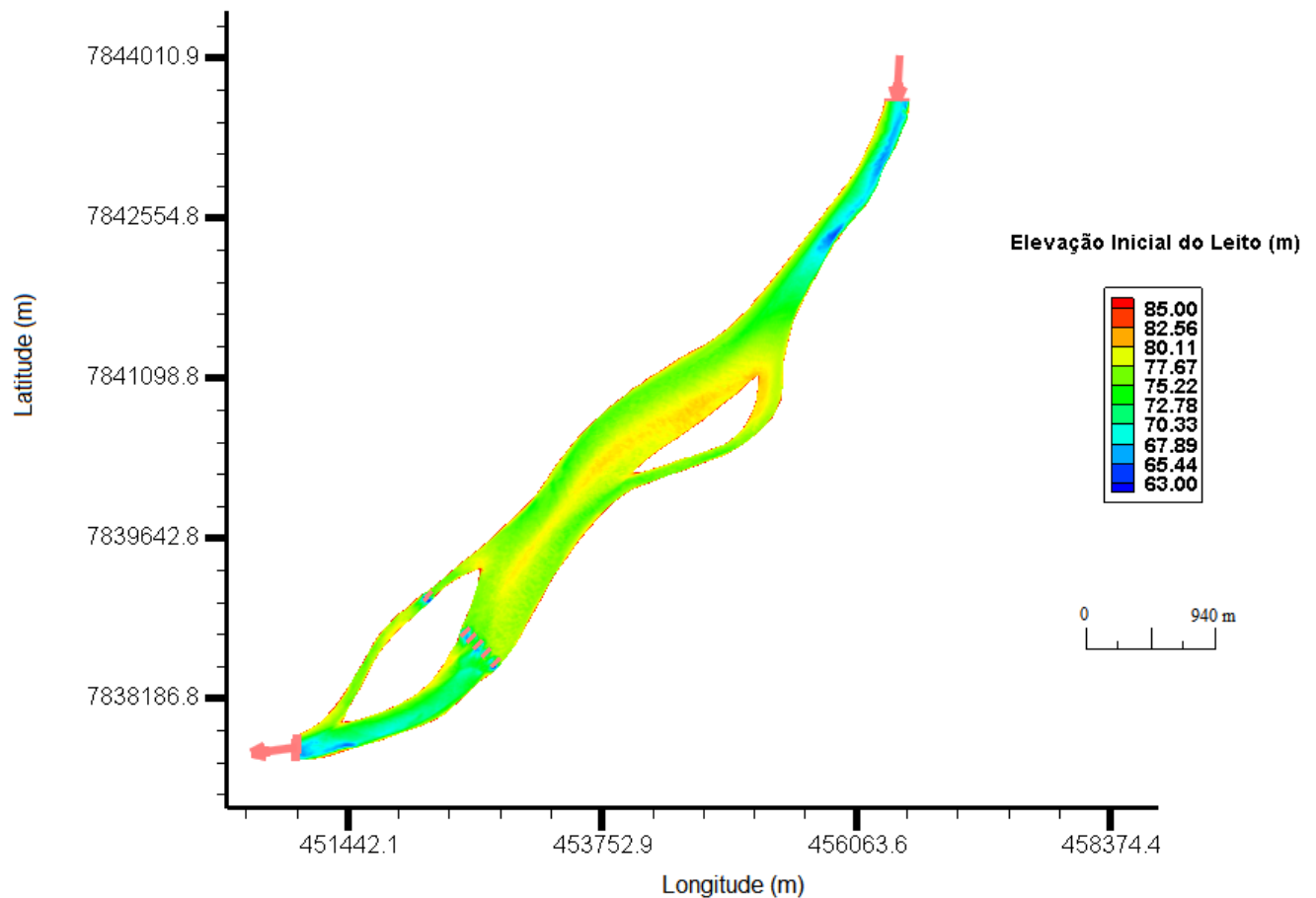


Figura 10 – Malha com interpolação triangular representando a elevação do leito em metros em relação ao nível do mar.



## 5.2 Validação da Hidrodinâmica - CCHE2D

As medições de velocidade são exigidas para obter informações sobre a distribuição do escoamento através do canal do rio e os padrões de escoamento em bifurcações, confluências e através de estruturas. O equipamento mais eficiente para medir velocidade é o ADCP, que fornece uma linha transversal contínua de medições de velocidade e em várias profundidades. As seções transversais da velocidade de escoamento são importantes para a calibração e validação do modelo hidrodinâmico.

A fim de gerar informações sobre o campo de velocidade e vazão no Rio Paraguai, na localidade do Passo do Jacaré, foi realizada uma campanha de campo para medição no dias 22 e 23 de maio de 2011. Com a utilização de um perfilador de fluxo baseado no princípio Doppler (ADCP) foram medidas vazões em 15 seções ao longo do rio (ITTI, 2012). As seções estão representadas na Figura 11.

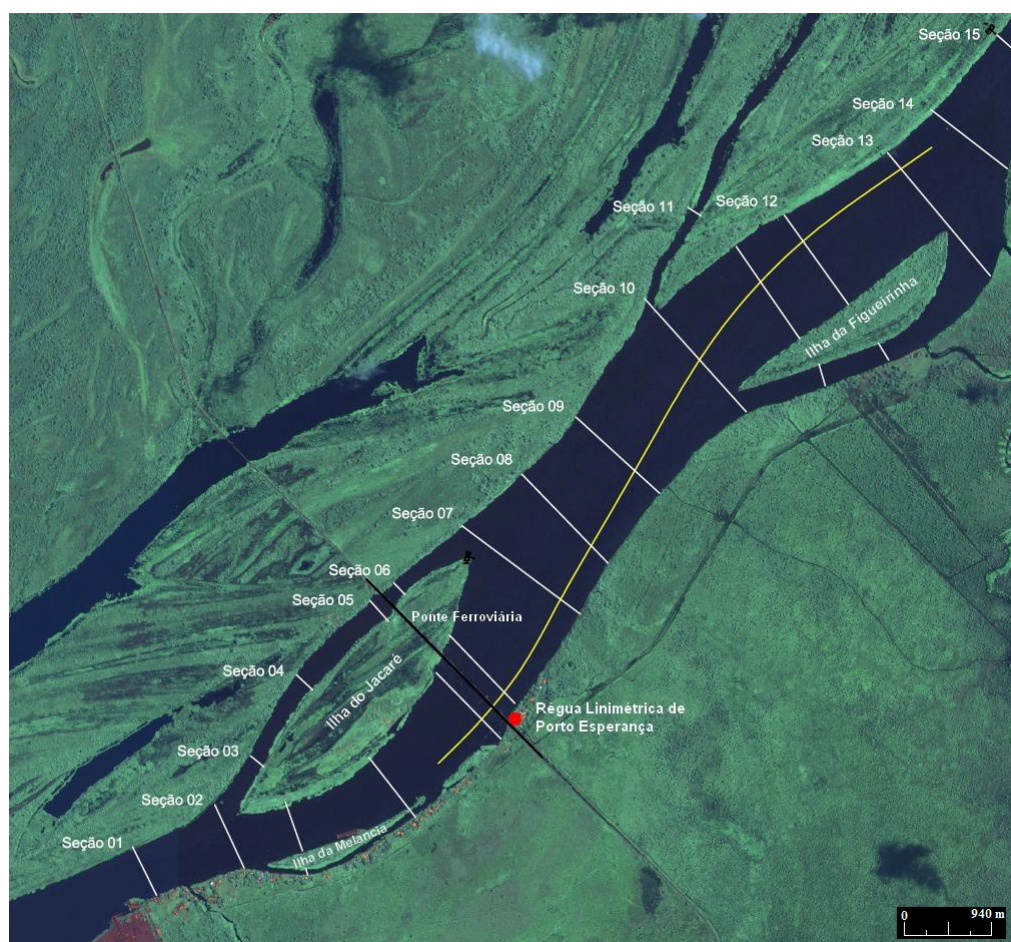


Figura 11 – Localização das seções medidas pelo ADCP. Fonte: ITTI, 2012.

Para demonstrar a efetividade da hidrodinâmica do modelo foram comparadas as velocidades medidas pelo ADCP e as velocidades obtidas após a simulação do CCHE2D para os mesmos dados de vazão. Assim, foram escolhidas 4 seções transversais distribuídas

ao longo do rio e suas respectivas vazões medidas pelo ADCP. Essas vazões serviram como condição de contorno de entrada para cada simulação no CCHE2D. O nível médio da água definido na simulação é o mesmo registrado pelo ADCP no dia da medição e igual a 86,135m. O tempo de simulação foi de 60 minutos em escoamento permanente.

As Figuras 12, 13, 14 e 15 comparam as velocidades para as seções 1, 4, 8 e 14 do rio, respectivamente.

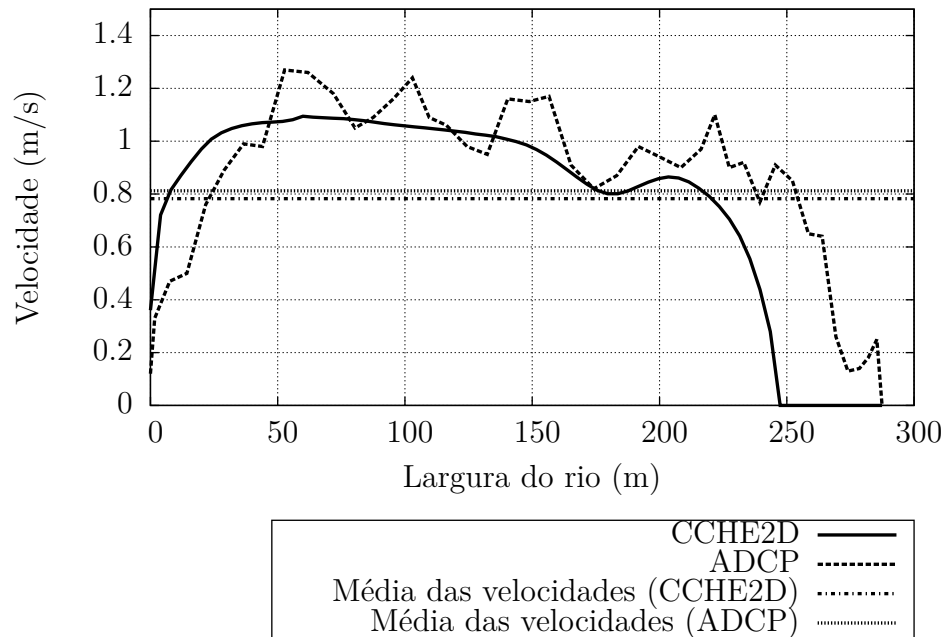


Figura 12 – Comparação da Velocidade na Seção 1.

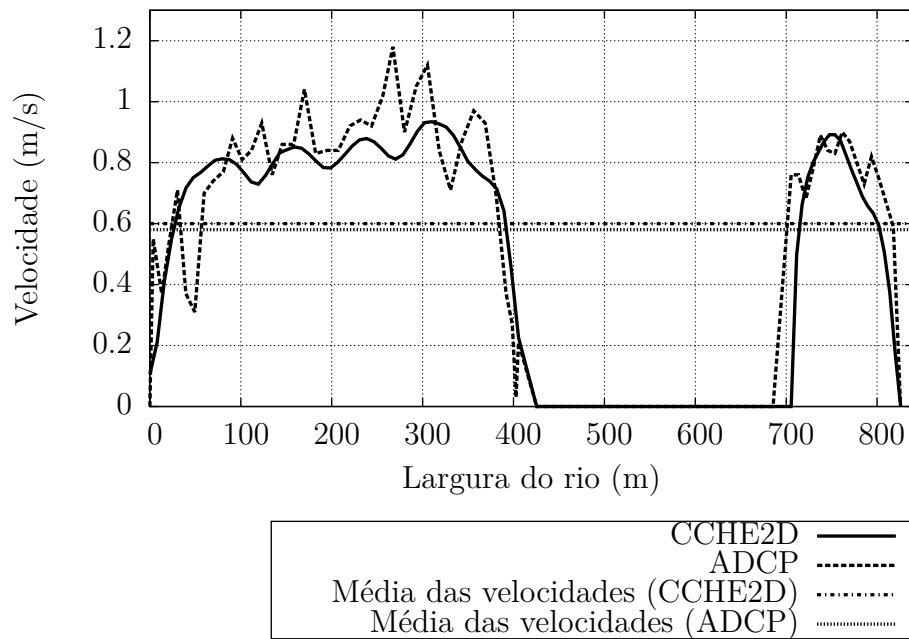


Figura 13 – Comparação da Velocidade na Seção 4.

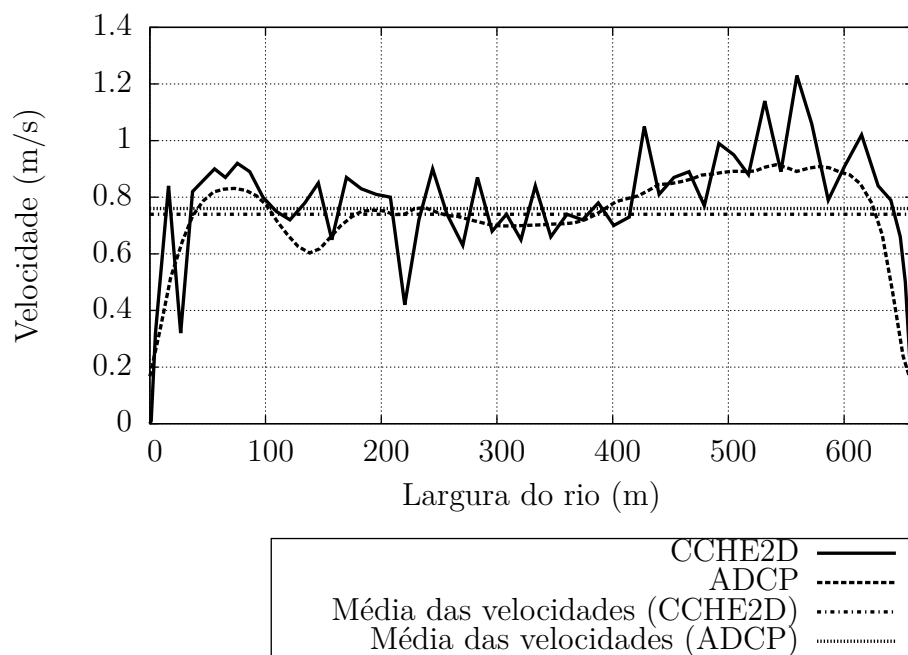


Figura 14 – Comparação da Velocidade na Seção 8.

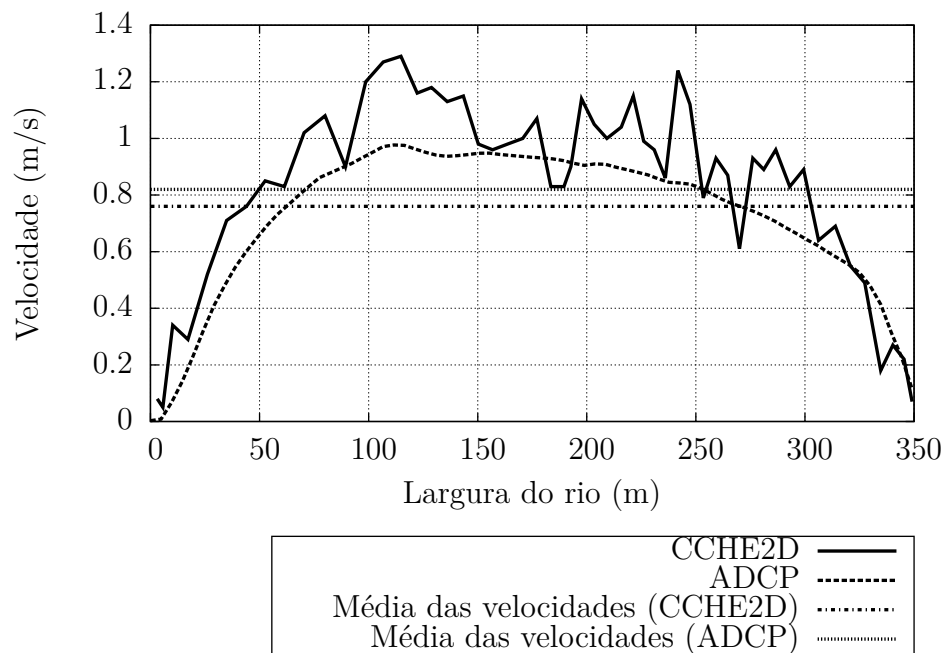


Figura 15 – Comparação da Velocidade na Seção 14.

Pode-se notar que houve boa concordância entre os dados de velocidade medidos e simulados para todas seções transversais. Isso indica que o modelo está ajustado para prever resultados hidrodinâmicos condizentes com a realidade.

### 5.3 Sensibilidade das Condições de Contorno - CCHE2D

Em um modelo morfológico com respostas dinâmicas entre a hidrodinâmica, o transporte de sedimento e o nível d'água, as condições de contorno de entrada para o transporte de sedimento são de extrema importância.

A análise de sensibilidade é uma forma de se conhecer qual será a resposta do modelo às variações de parâmetros físicos e numéricos (GARCIA; GONÇALVES, 2011). No caso do transporte de sedimento, análises de sensibilidade são estudadas para determinar a diferença ou não nas respostas dos modelos às variações de vazão de sedimento.

Três cenários foram testados para verificar a sensibilidade do modelo às descargas de sedimento suspenso e de leito no contorno de entrada. Essa análise consiste na comparação dos resultados da mudança de leito do rio quanto à magnitude da descarga de sedimento por meio de simulações.

As simulações foram realizadas para o período de tempo de um ano em escoamento quase-permanente, utilizando a malha interpolada a partir dados batimétricos de 2011.

Tabela 4 – Dados hidrográficos de entrada e de saída.

Mês/Ano	Vazão (m <sup>3</sup> /s)	Nível da Água (m)
Junho/2011	4001.469	86,215
Julho/2011	3527.122	85,735
Agosto/2011	2996,187	85,135
Setembro/2011	2524,836	84,515
Outubro/2011	2010,257	83,725
Novembro/2011	1530,197	82,835
Dezembro/2011	1375,197	82,495
Janeiro/2012	1578,493	82,935
Fevereiro/2012	1806,885	83,375
Março/2012	2553,894	84,525
Abril/2012	4614,709	86,755
Maio/2012	4695,195	86,835
Junho/2012	4097,962	86,305

Na Tabela 4 estão relacionados os dados de vazão e cota média da água para o período analisado. Esses dados são uma extrapolação do dados registrados entre 1974 e 1981 pela estação da ANA, considerando-os em um ciclo de repetição de 7 anos.

A primeira simulação utilizou valores 5 vezes maiores para a condição de contorno de entrada de sedimento suspenso e de leito comparado com os valores médios contidos no relatório do ITTI (2012). A segunda foi realizada exatamente com os valores contidos no relatório. Por fim, a terceira utilizou valores 5 vezes menores para a entrada de sedimento suspenso e de leito.

As Figuras de 16 a 18 mostram visualmente que o modelo tem baixa sensibilidade à variação das descargas de sedimento no contorno de entrada, pelo menos para simulações com duração da ordem de um ano. A diferença notável se dá apenas no início do domínio, porém, não afeta as regiões posteriores. Isso deixa claro que o transporte de sedimento previsto pelo CCHE2D não está relacionado com as descargas de sedimento na entrada do domínio, mas sim com a hidrodinâmica do escoamento e com a granulometria do material.

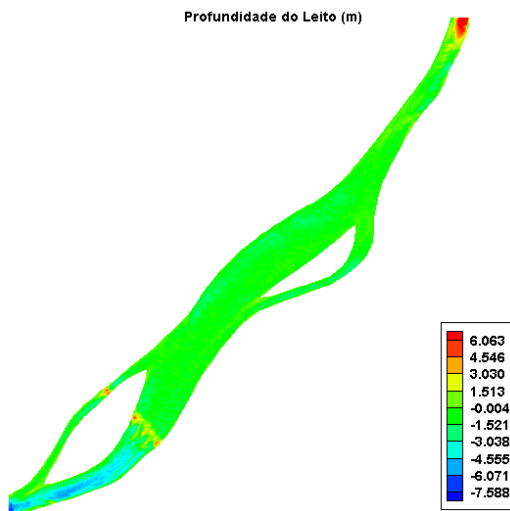


Figura 16 – Descargas 5 vezes maior de sedimento.

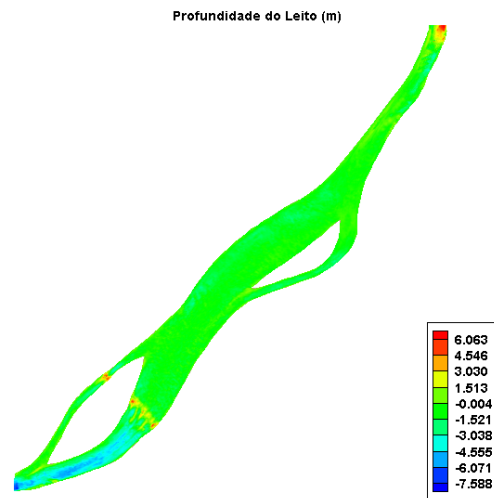


Figura 17 – Descargas médias de sedimento adotado em ITTI (2012).

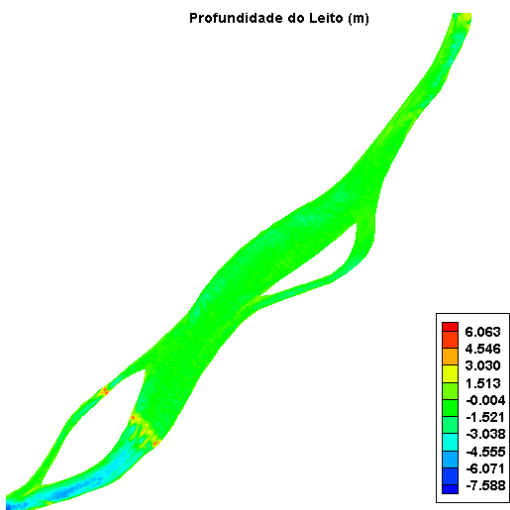


Figura 18 – Descargas 5 vezes menor de sedimento.

## 5.4 Ajustamento do Modelo - CCHE2D

O ajustamento do modelo morfológico é baseada na calibração do modelo de transporte de sedimento, por isso, medições batimétricas para diferentes tempos são exigidas.

O parâmetro utilizado para ajustar o modelo foi o coeficiente de adaptação  $\alpha$ , fator inversamente proporcional ao comprimento de adaptação ao não-equilíbrio  $L_s$  do sedimento em suspensão. A intenção é determinar um valor para  $\alpha$  que condiz com a realidade do curso d'água estudado, baseado na evolução morfológica do leito.

Supondo que a mudança do leito atualmente se dá de forma lenta, como foi visto

anteriormente, os parâmetros adotados devem ser tais que os resultados das simulações representem essa condição de equilíbrio do meio.

Considerando as informações acima, realizou-se simulações com diferentes coeficientes de adaptação. Assim, mantendo os demais parâmetros constantes, estipulou-se diferentes valores para  $\alpha$ . As simulações foram de 1 ano a partir da data de finalização da coleta dos dados de batimetria do ano de 2011 em escoamento quase-permanente. Os valores de entrada do sedimento de leito e suspenso são 29600 ton/dia e 150 ton/dia, respectivamente.

As Figuras de 19 a 22 mostram visualmente a diferença em cada simulação gerada pelos diferentes coeficientes adotados. Essa variação nos resultados é evidente imediatamente antes e imediatamente após a ponte, ou seja, regiões onde o transporte de sedimento entra em desequilíbrio, causado por altas tensões de cisalhamento.

Nota-se que, após a ponte  $\alpha > 1$  superestima a taxa de erosão e de deposição do sedimento, chegando a ter mais de 4 metros de deposição e 2 metros de erosão em algumas regiões. Na seção transversal imediatamente antes da ponte nota-se alta taxa de acúmulo de sedimento, depositando mais de 4 metros de sedimento. Há também regiões no fim do domínio com erosão de mais de 5 metros. É evidente que isso não representa o que acontece na realidade do rio em tão curto espaço de tempo.

A utilização de  $\alpha = 0,8$  e  $\alpha = 0,5$  gerou resultados incompatíveis principalmente nas regiões próximas a ponte. O acúmulo de sedimentos nesses locais variaram de 1 a 3 metros. Consequentemente, as taxas de erosão a jusante dos pilares foram de grande intensidade.

A simulação com  $\alpha = 0,25$  apresentou resultados mais coerentes, uma vez que na maior parte do domínio as taxas de variação do leito foram de baixa intensidade, com exceção das extremidades superior e inferior do rio. Próximo ao contorno de entrada houve um grande acúmulo de sedimento na margem direita, principalmente em função da curvatura dessa região. Já na região após a ponte houve forte erosão, principalmente devido a retenção de sedimentos antes dos pilares.

Os gráficos 23 e 24 mostram o comportamento do leito do rio para diferentes coeficientes  $\alpha$  adotados na seção antes da ponte e logo após a ponte, respectivamente. Por ter produzido resultados mais coerentes com a evolução do leito observada para o período de 3 anos, o parâmetro  $\alpha = 0,25$  foi escolhido para ser utilizado nas simulações posteriores nesse trabalho.

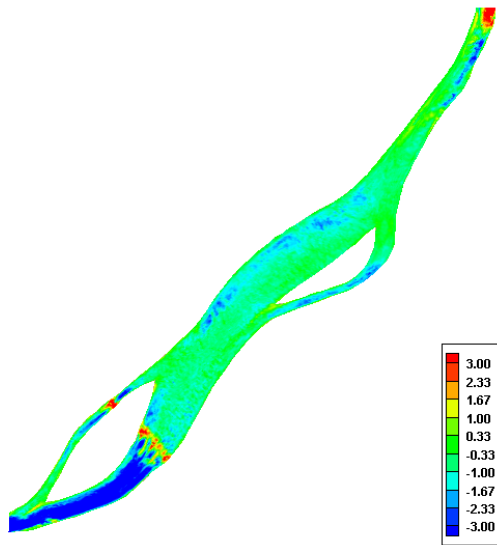


Figura 19 – Mudança de leito em metros para  $\alpha > 1$ .

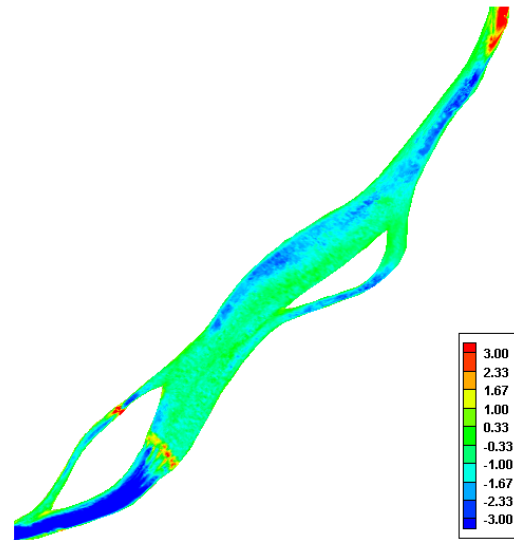


Figura 20 – Mudança de leito em metros para  $\alpha = 0.8$ .

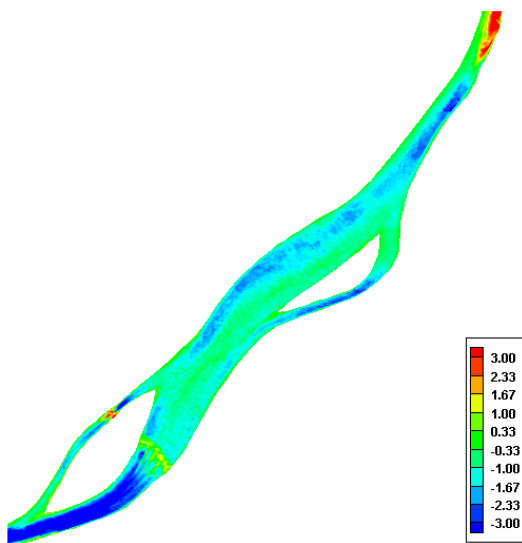


Figura 21 – Mudança de leito em metros para  $\alpha = 0.5$ .

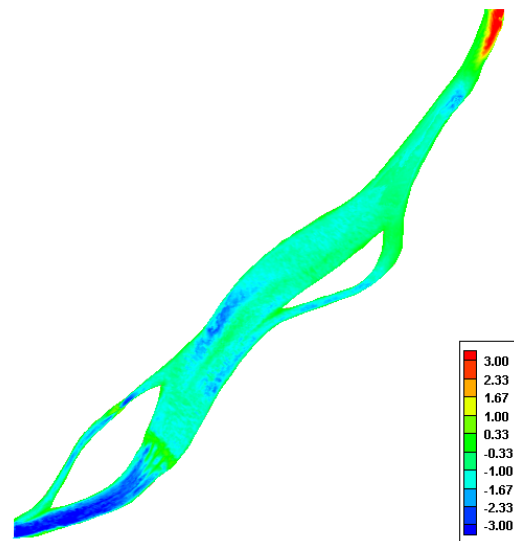


Figura 22 – Mudança de leito em metros para  $\alpha = 0.25$ .



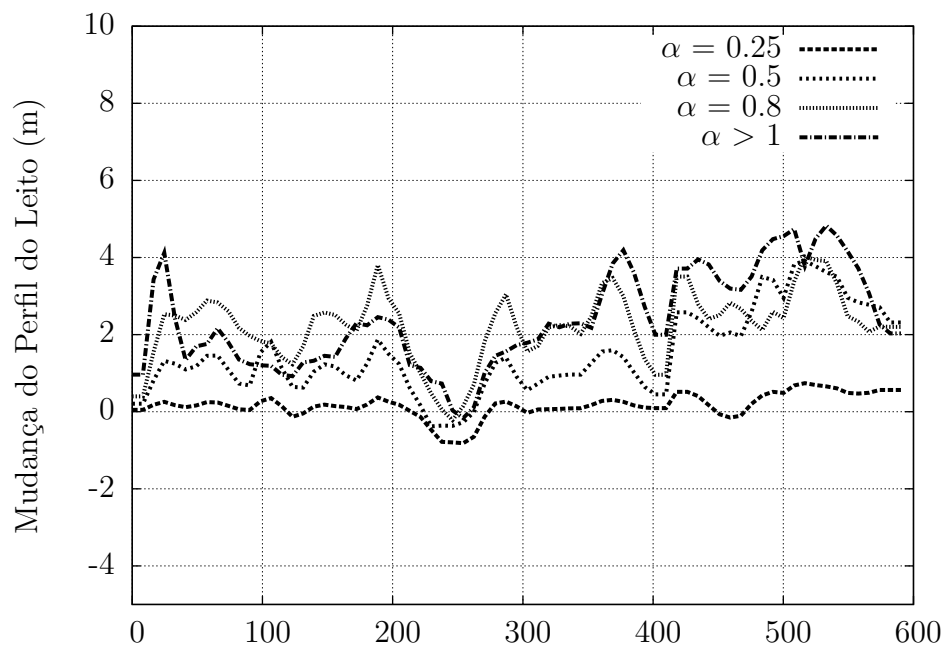


Figura 23 – Mudança do perfil do leito imediatamente antes da ponte.

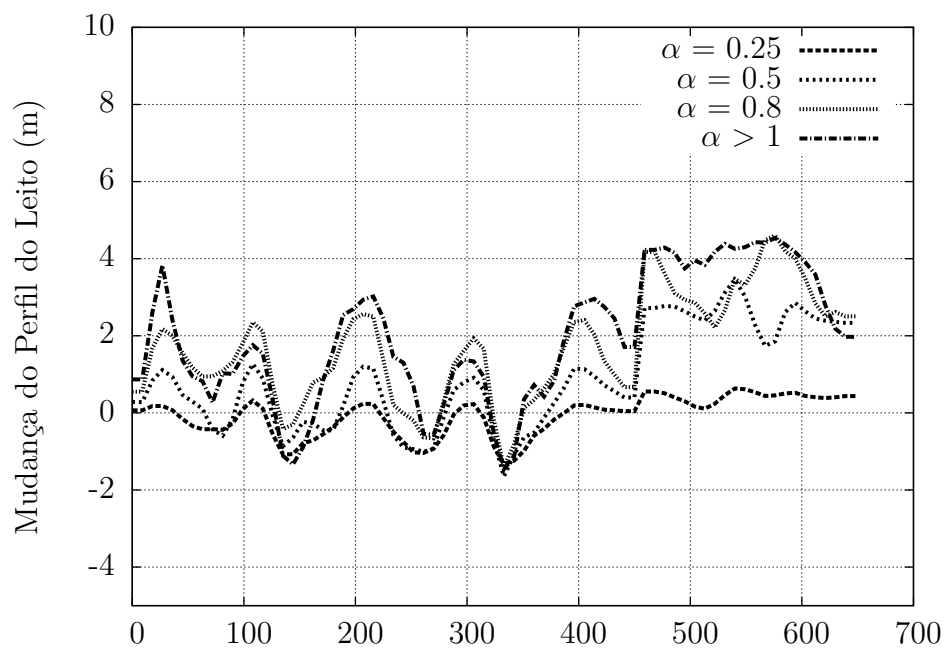


Figura 24 – Mudança do perfil do leito imediatamente depois da ponte.

## 5.5 Evolução do Leito - CCHE2D

Após validado e calibrado o modelo, simulações para diferentes períodos de tempo foram realizadas no intuito de prever a evolução do leito do rio. Vale destacar que na ponte o escoamento sofre estreitamento para a largura de 387,8 m, comparado com a largura do canal antes da ponte de 495,6 m e com a largura do canal após a ponte de 482,8 m.

Para demonstrar as diferenças obtidas foram comparados os dados batimétricos obtidos pelo ADCP durante os trabalhos de campo com os dados batimétricos obtidos após as simulações.

O gráfico da Figura 26 mostra a mudança do leito, em um período de evolução de aproximadamente 8 anos sob influência dos pilares, de uma região a montante da ponte (Fig. 25). A simulação consegue prever regiões de deposição antes da ponte, devido as menores velocidade de escoamento. É possível identificar regiões onde ocorrem fortes erosões localizadas entre os pilares, devido ao aumento das velocidades naqueles locais.

A razão largura-elevação do leito dos dados obtidos pelo ADCP é de 6,854 enquanto a mesma razão após 8 anos é de 6,863. Apesar dos valores serem muito próximos, a pouca diferença significa que em média os efeitos erosivos foram um pouco mais intensos nessa região.

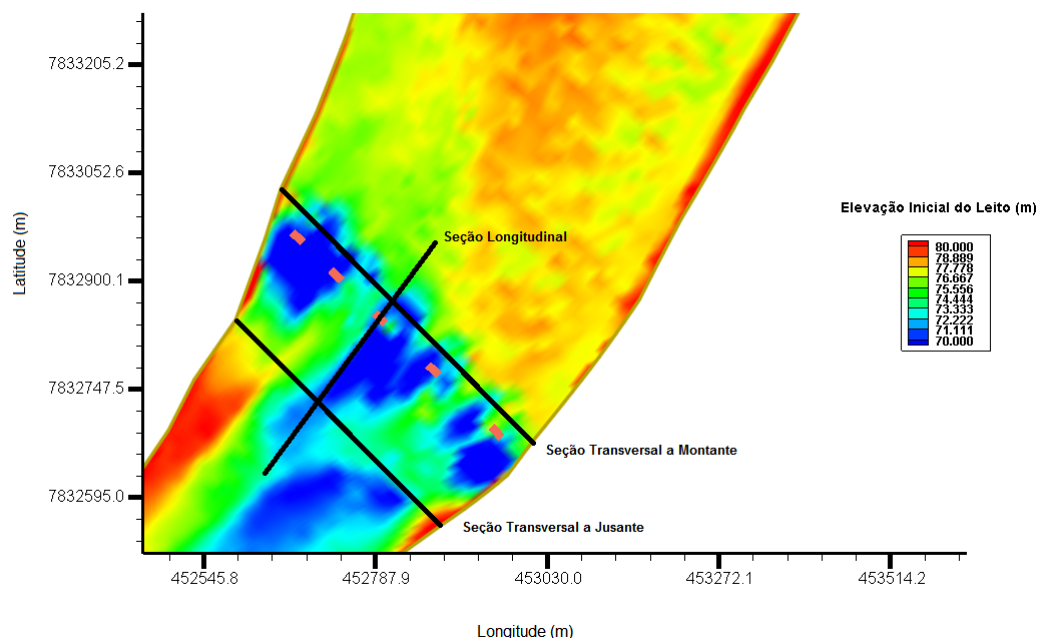


Figura 25 – Seções Transversais e Longitudinal.

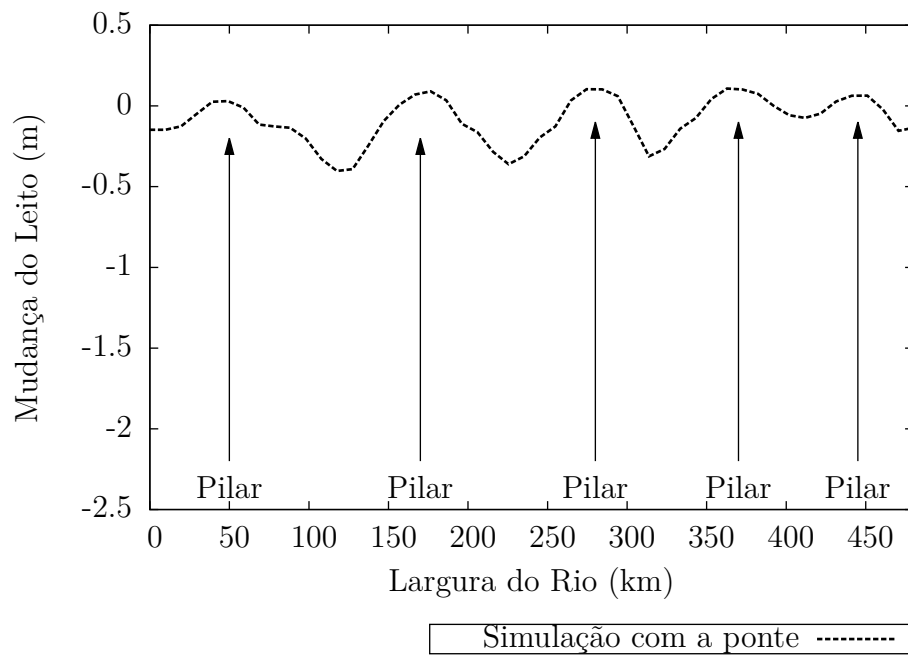


Figura 26 – Seção Transversal a Montante.

Já o gráfico da Figura 27 mostra o perfil transversal de uma região a jusante (Fig. 25). Conforme se esperava, houve algumas regiões que sofreram solapamento devido ao aumento da velocidade do escoamento e das tensões de cisalhamento e também a retenção de sedimento a montante. Vale destacar um ponto com intensa erosão, próximo a largura de 350 metros, atingindo uma variação de quase 2,5 metros em relação a batimetria de 2011. No mesmo gráfico é possível notar a irregularidade do leito, isso porque o sedimento tende-se a depositar atrás dos pilares, onde a velocidade é próxima a zero.

A razão largura-elevação do leito dos dados da batimetria de 2011 para a seção transversal analisada é de 6,543 e após 8 anos de simulação é de 6,610, indicando que a elevação do leito tende a diminuir após a ponte, resultado da erosão causada.

Os valores da razão largura-elevação do leito da seção a montante são maiores que os valores da razão da seção a jusante. Isso ocorre porque a largura do canal a montante é superior à largura a jusante. Os vetores velocidades de escoamento da região da ponte estão representados na figura 28, onde é possível ver que atrás dos pilares a velocidade é muito pequena e há predominância dos processos de deposição.

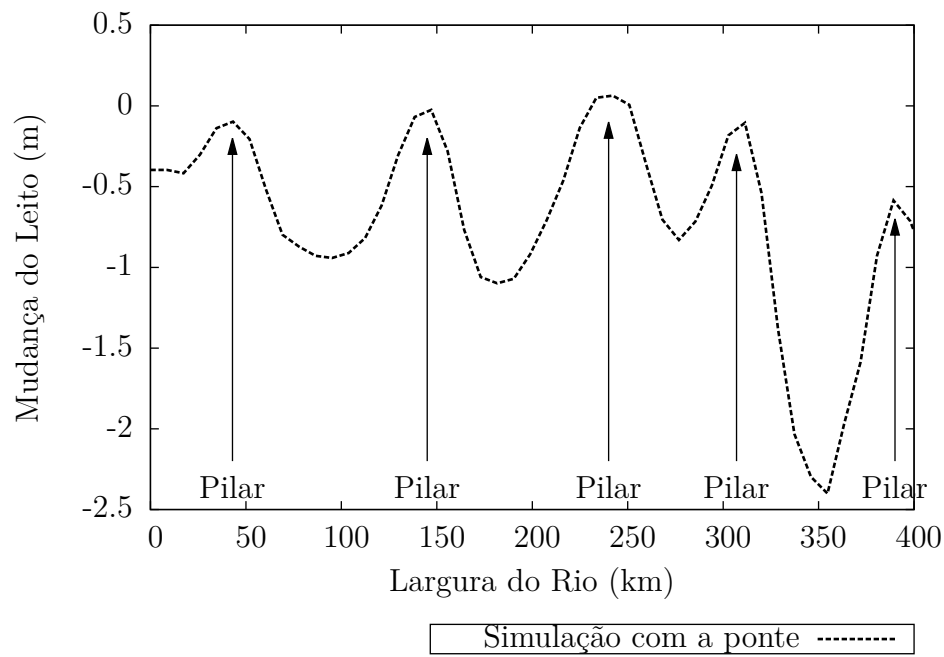


Figura 27 – Seção Transversal a Jusante.

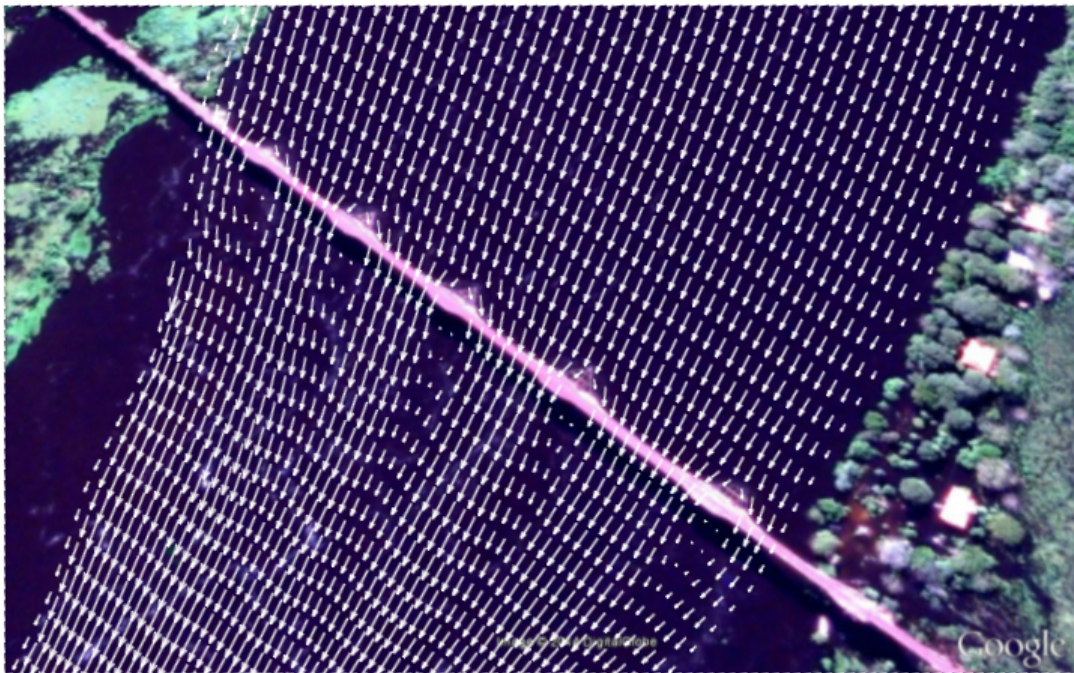


Figura 28 – Vetores Velocidade.

O gráfico da Figura 29 mostra a mudança do leito em perfil longitudinal de um percurso de 400 metros do rio (Fig. 25), incluindo regiões antes e após as estruturas. A simulação previu a retenção de sedimento pelo pilar e uma pequena elevação do nível do leito. Enquanto isso, após a ponte é notável uma zona de solapamento decorrente da contração imposta pelos pilares. De acordo com os resultados da modelagem, o aumento da velocidade de escoamento na passagem pelos vãos, combinado com a retenção a montante, provoca erosão com extensão até 1 quilometro no sentido longitudinal.

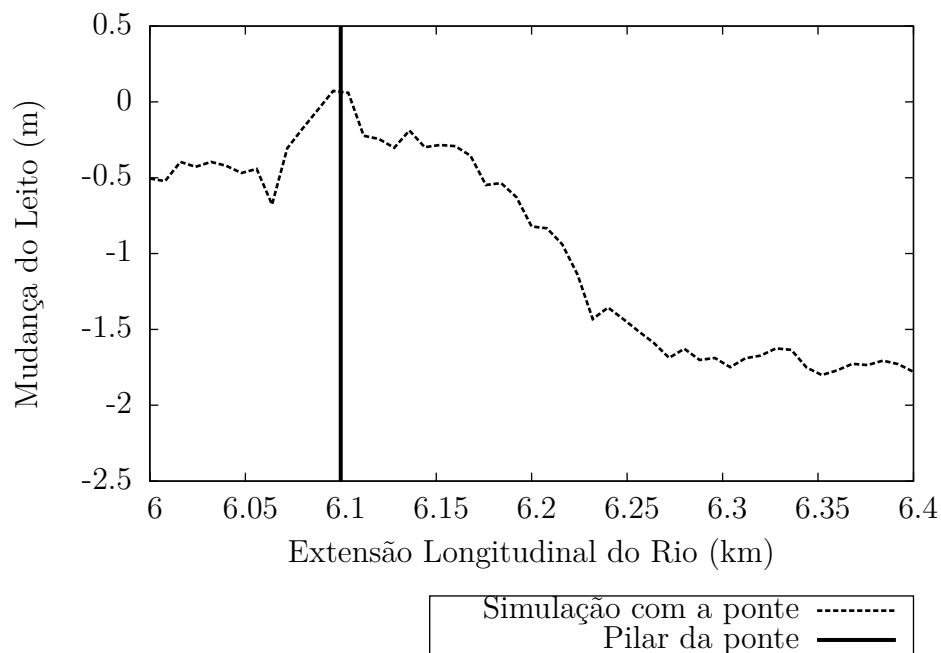


Figura 29 – Seção Longitudinal.

Para o mesmo período de 8 anos foi feita uma simulação retirando os pilares do domínio, porém com os mesmos parâmetros e dados de entrada utilizados anteriormente. Os resultados expressos na Figura 31, referente à seção transversal a montante da Figura 30, comparam a evolução do leito a partir das simulações com e sem a ponte, respectivamente. É possível observar que regiões do leito com tendência a sofrer erosão quando presente os pilares, tendem a diminuir consideravelmente as taxas de solapamento sem a presença destes. No mesmo sentido, regiões com tendência a sofrer deposição, sem os pilares tem menores taxas de deposição. Esse comportamento diminui as irregularidades, tornando o leito mais suavizado e as velocidades de escoamento mais uniformes. Em média, com a ponte a seção a montante erodiu aproximadamente 0,1 m, enquanto sem a ponte a seção depositou em média 0,004 m.

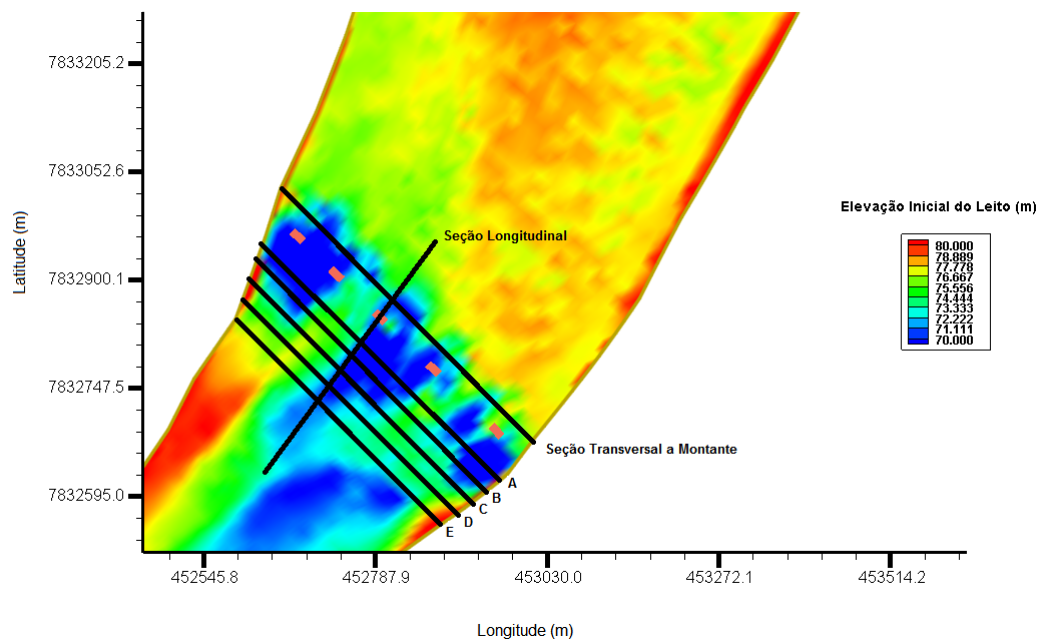


Figura 30 – Seções Transversais e Longitudinal.

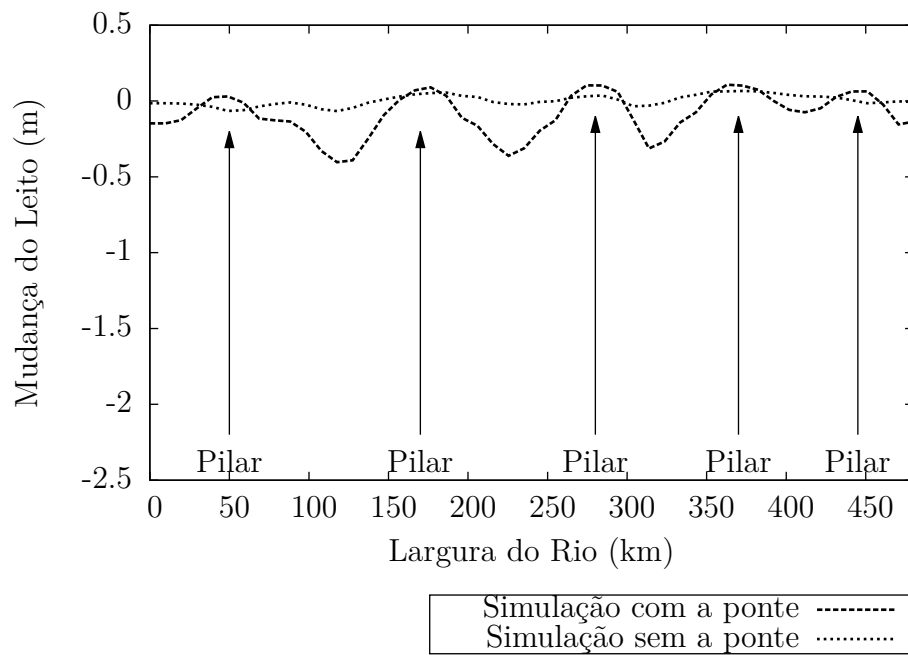


Figura 31 – Comparação da Mesma Seção Transversal a Montante.

As figuras de 32 a 36 comparam a elevação do leito após as simulações com e sem a influência dos pilares de regiões consecutivas a jusante da ponte, nomeadas de A a E, como representadas na Figura 30. O leito sob influência dos obstáculos caracteriza-se como bastante irregular, com a ocorrência de grandes profundidades (solapamento), devido ao aumento das velocidades do escoamento, e a ocorrência de picos de deposição de sedimento, devido as baixas velocidades atrás dos pilares. Essa configuração é visível nos perfis gerados pelos dados batimétricos de 2011 e pelos dados após a simulação de 8 anos com a ponte.

Sem os pilares, a simulação evidencia que as taxas de erosão nas seções a jusante são menores. Isso é confirmado ao se comparar as mudanças médias do leito em cada seção, com e sem a ponte.

Na realidade, o leito do rio altera seus padrões de erosão e sedimentação adquiridos ao longo dos anos para atingir um novo equilíbrio a partir das novas condições, no caso, a ausência dos pilares e as novas velocidades e tensões de cisalhamento do escoamento.

O leito caracteriza-se por ser menos irregular, diminuindo grandes profundidades existentes antes e suavizando os grandes picos de sedimentação atrás dos pilares.

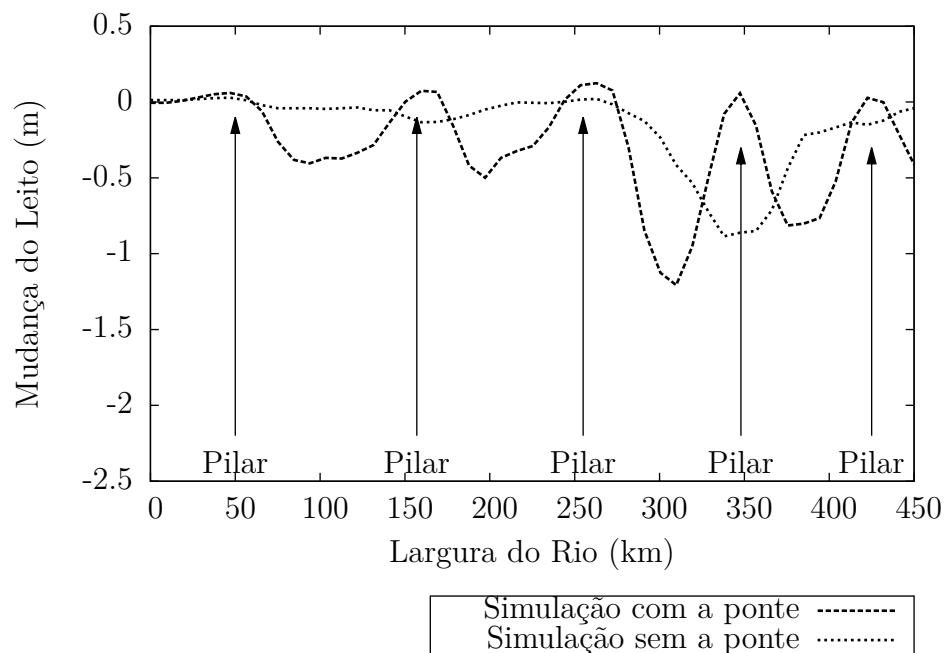


Figura 32 – Seção transversal A - CCHE2D.

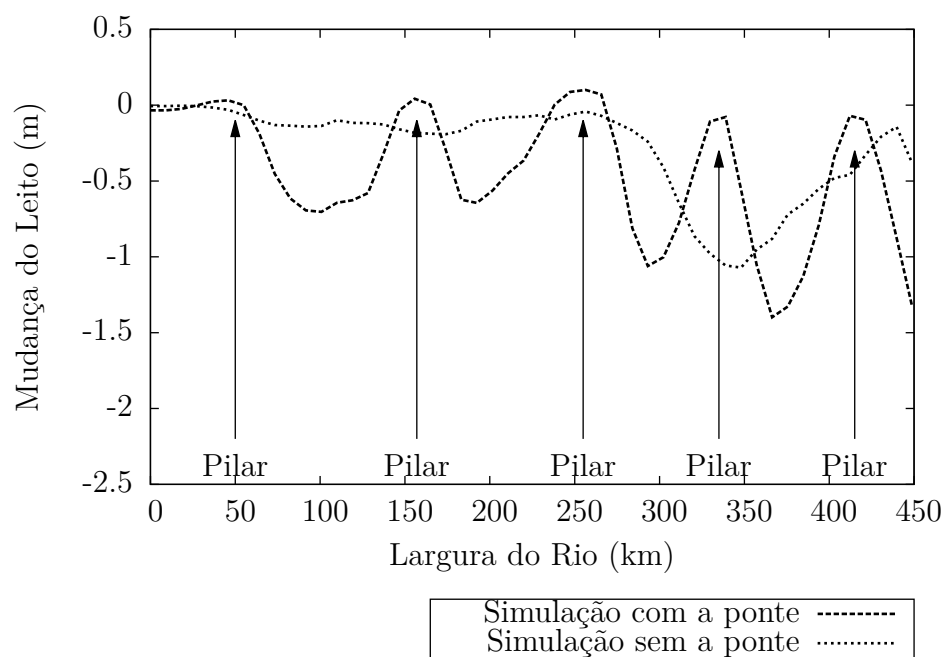


Figura 33 – Seção transversal B - CCHE2D.



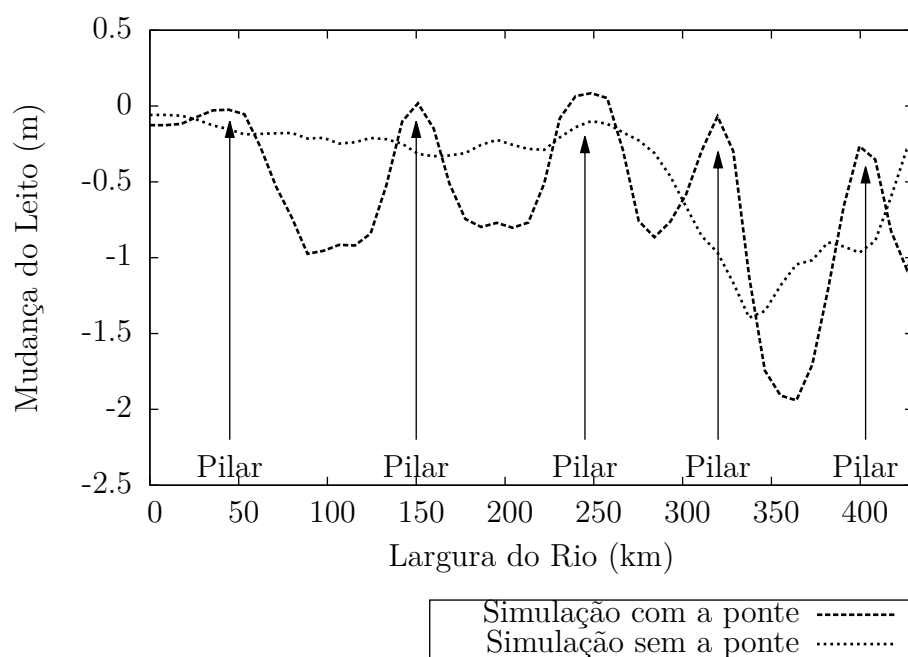


Figura 34 – Seção transversal C - CCHE2D.

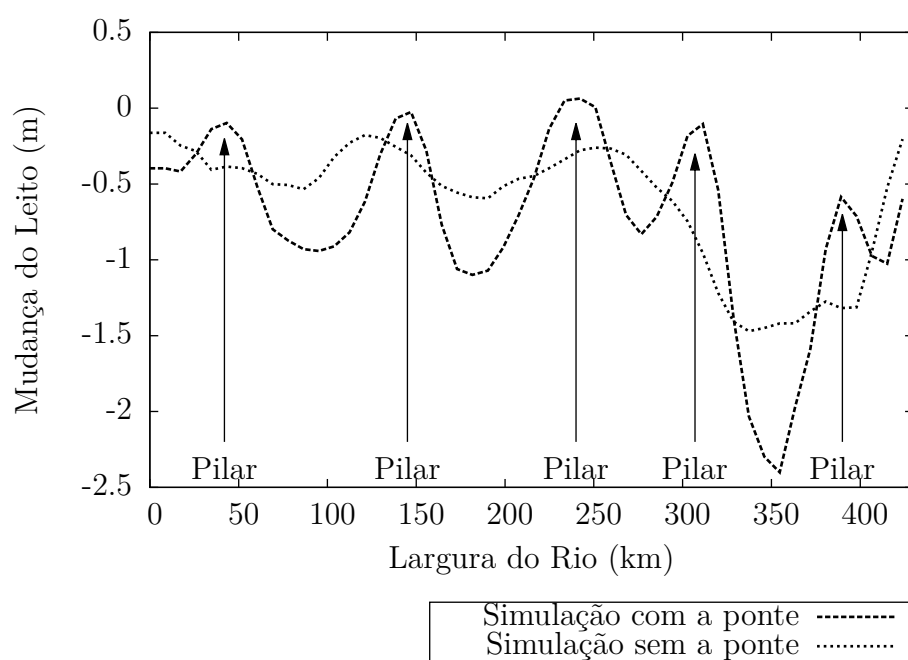


Figura 35 – Seção transversal D - CCHE2D.

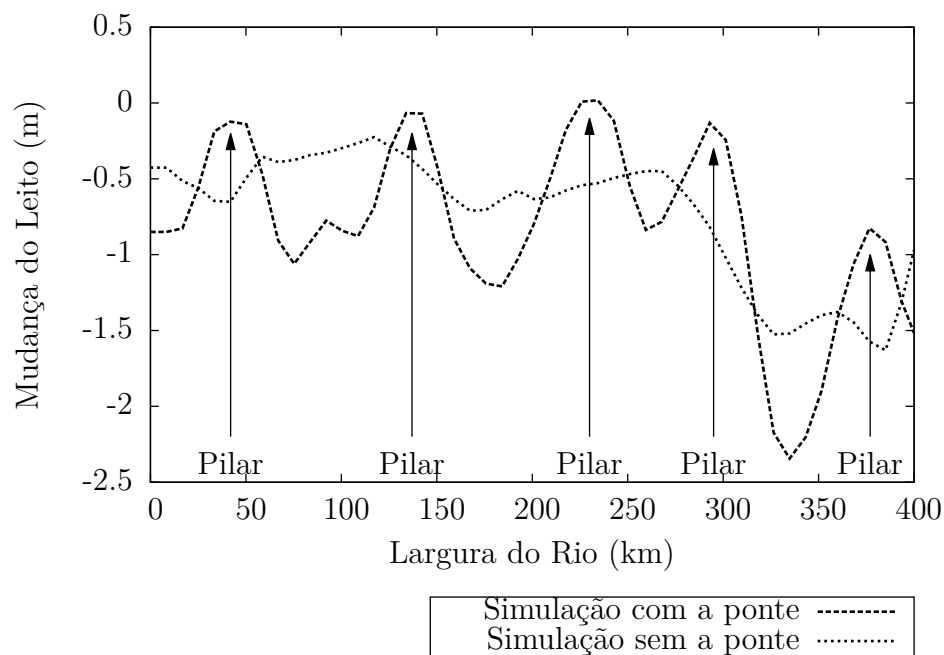


Figura 36 – Seção transversal E - CCHE2D.

A tabela 5 compara as mudanças de leito médias para cada seção. Em média, sem a ponte as taxas de erosão em todas as seções foram menores que o cenário anterior, comprovando a tendência de regularização do leito.

Tabela 5 – Mudança média de cada seção após 8 anos

Seção	Com a ponte (m)	Sem a ponte (m)
A	-0,28	-0,16
B	-0,43	-0,28
C	-0,60	-0,43
D	-0,71	-0,61
E	-0,81	-0,72

A comparação do perfil longitudinal em uma extensão de 400 metros é representado na figura 37. A simulação levando em conta a influência dos pilares evidenciou o fenômeno do solapamento após a ponte, assim como a deposição a partir de 6.6 km, região em que as velocidades de escoamento tendem a diminuir. Diferentemente, a simulação sem influência dos pilares evidenciou quase nenhuma erosão na região posterior a ponte, principalmente porque já não existem os pilares para contrair o escoamento e porque as velocidades tendem a diminuir devido ao aumento da profundidade causada pelo solapamento de anos anteriores. Os resultados indicam que o leito busca se equilibrar em um formato mais suavizado, diminuindo as grandes amplitudes de picos e vales. Apesar disso, nas duas simulações, em média, o processo erosivo foi evidente. Com a ponte, o leito erodiu em média 0,95 m e sem a ponte erodiu 0,92 m.

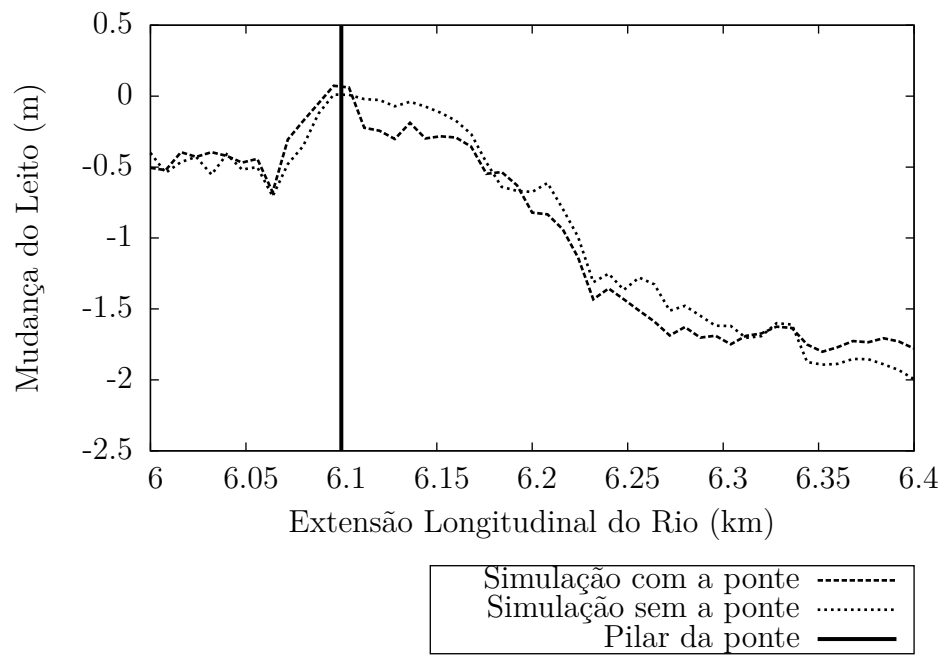


Figura 37 – Comparação das Seções Longitudinais.

## 5.6 Geração da Grade - Delft3D

A partir dos dados batimétricos do Rio Paraguai, na região de Porto Esperança, foi criado o contorno terrestre do trecho analisado, como ilustrado na Figura 38. Esse contorno foi a base para a construção da grade computacional, com auxílio do módulo Delft3D-RGFGRID, (Figura 39). A grade contém 437 linhas na direção M e 52 linhas na direção N, com um total de células igual a 22.724.

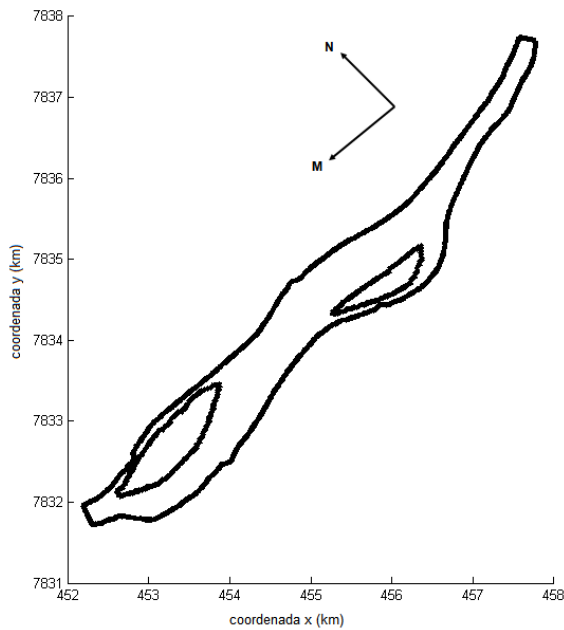


Figura 38 – Contorno terrestre.

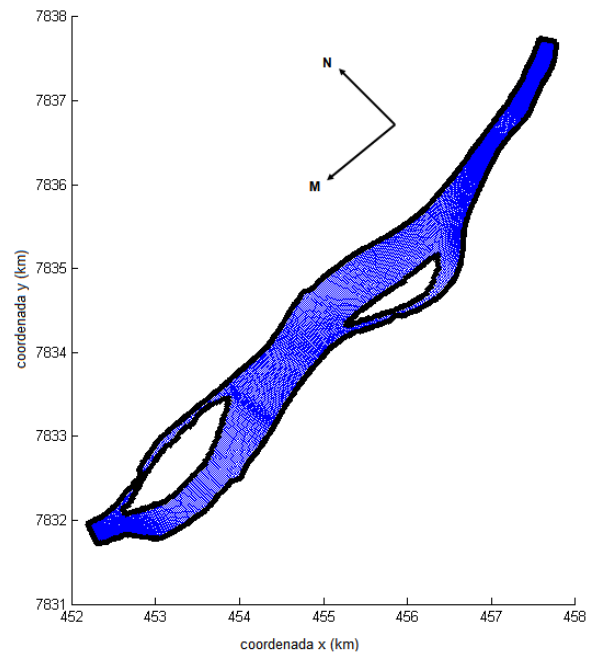


Figura 39 – Grade computacional.

Após a construção da grade computacional do domínio estudado foi verificada a qualidade dessa grade. Na figura 40, que demonstra a qualidade quanto à ortogonalidade, é possível ver que os valores do cosseno dos ângulos entre as linhas de grade estão em torno de 0,01. Nas figuras 41 e 42, que ilustram a qualidade quanto à suavidade, é possível notar que os valores estão dentro do intervalo (entre 1 e 1,4) sugerido pelo Deltares (2014).

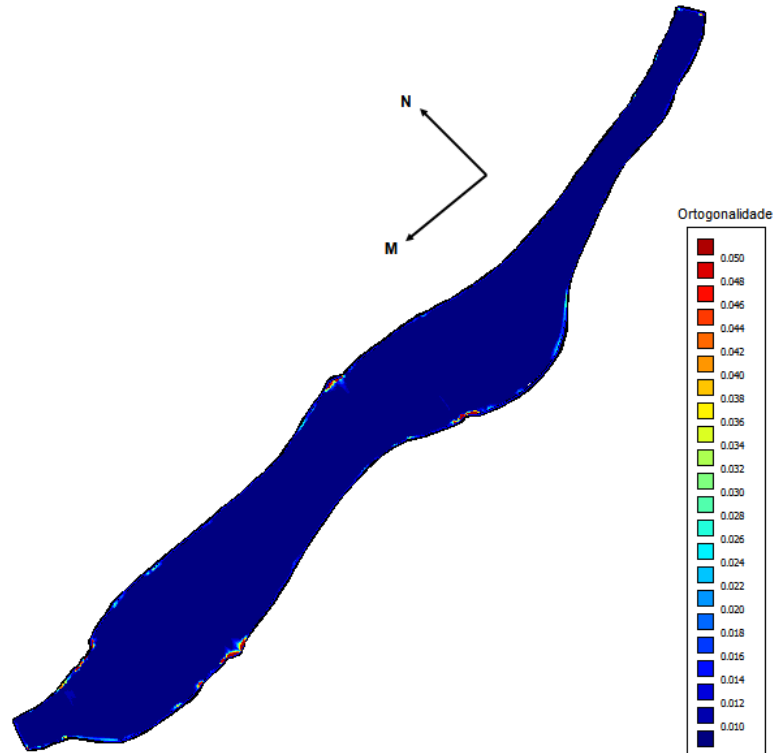


Figura 40 – Ortogonalidade da grade curvilínea.

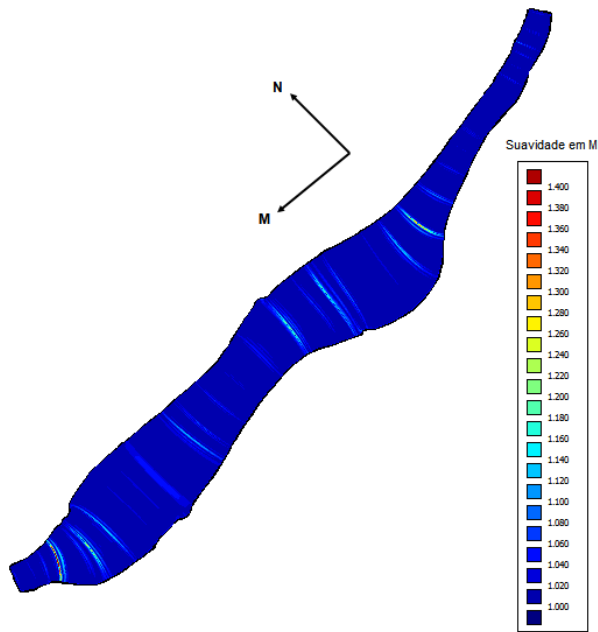


Figura 41 – Suavidade na direção M.

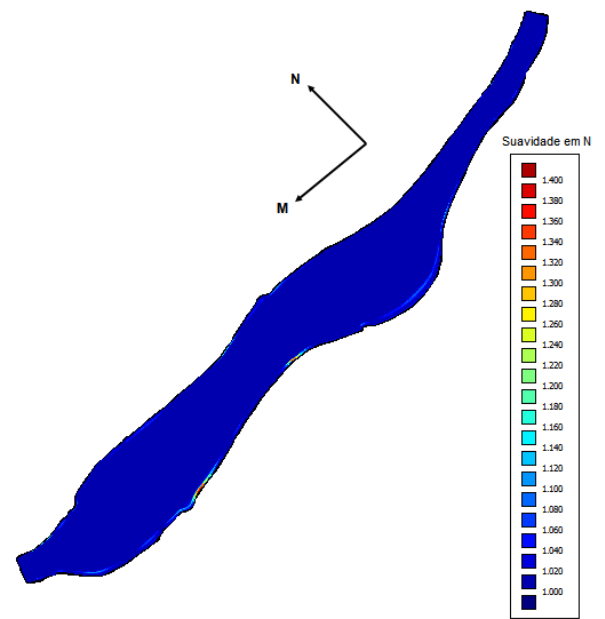


Figura 42 – Suavidade na direção N.

## 5.7 Interpolação da Profundidade - Delft3D

A interpolação triangular dos dados batimétricos, a partir do banco de dados originais do ITTI (2012) e da grade curvilínea produzida anteriormente, foi elaborada pelo módulo Delft3D-QUICKIN. A figura 43 ilustra o resultado da interpolação, onde os valores positivos representam a profundidade do leito a partir do zero da régua. No dia do levantamento batimétrico a elevação da régua estava a 80,745 m do nível do mar.

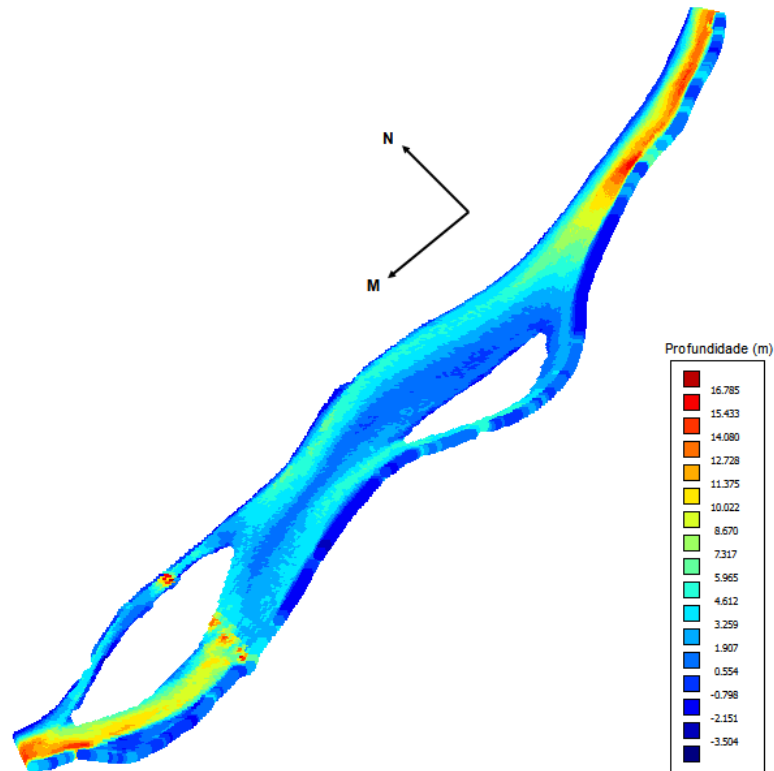


Figura 43 – Dados batimétricos interpolados.

## 5.8 Validação da Hidrodinâmica - Delft3D

Novamente, porém agora para o modelo Delft3D, realizou-se a validação da hidrodinâmica a partir das medições das velocidades pelo ADCP em 2011. As seções transversais 1, 4, 8 e 14 identificadas na figura 11, também utilizada para validar o CCHE2D, foram escolhidas para esse processo e suas vazões medidas foram utilizadas como condições de entrada no modelo. O nível da água adotado foi o mesmo medido pelo ADCP no dia do trabalho de campo, ou seja, igual a 5,39 metros. O tempo de simulação foi de 60 minutos em escoamento permanente e com a ponte inserida no domínio. Os resultados obtidos estão representados nos gráficos da figuras de 44 a 47.



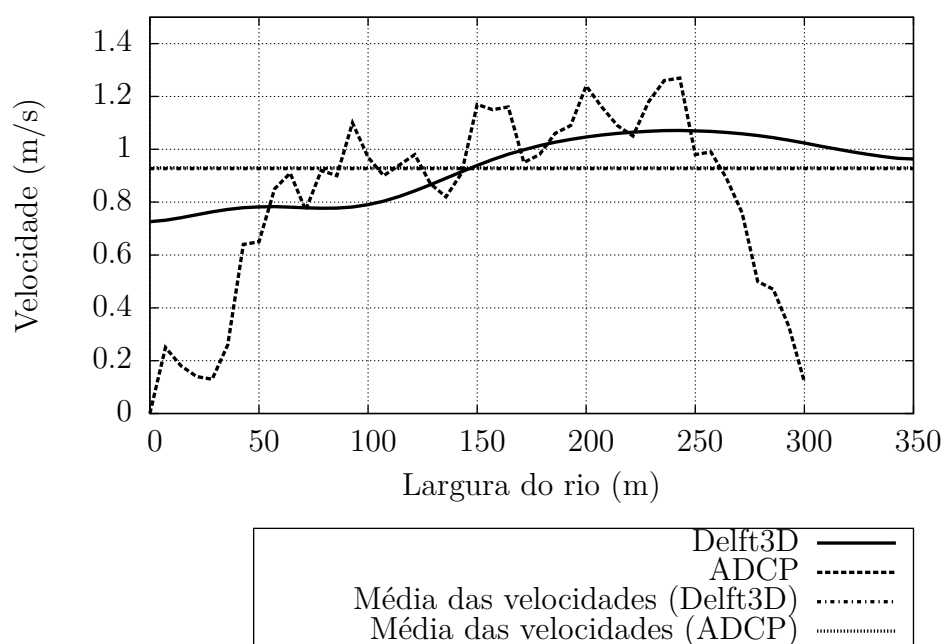


Figura 44 – Comparação da Velocidade na Seção 1.

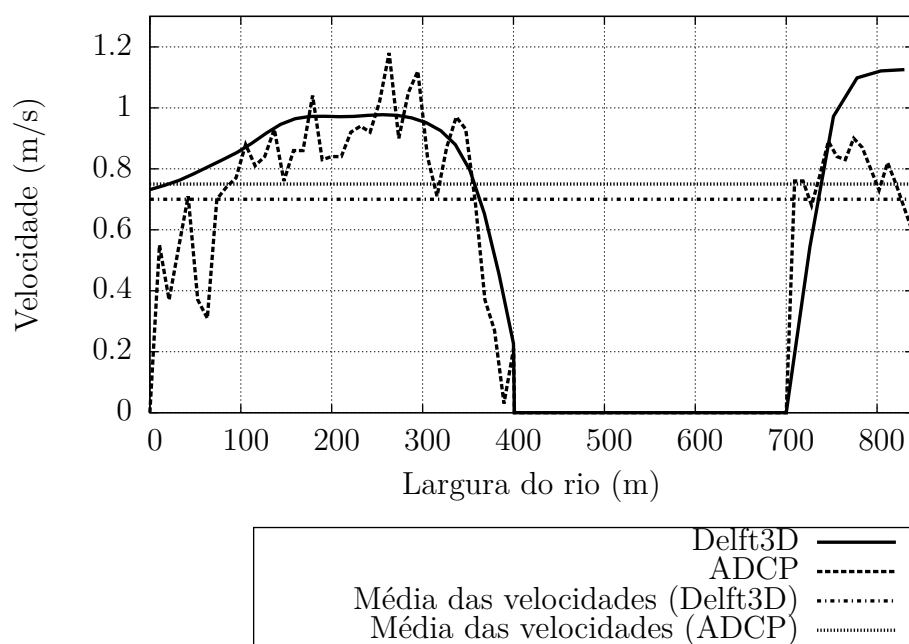


Figura 45 – Comparação da Velocidade na Seção 4.

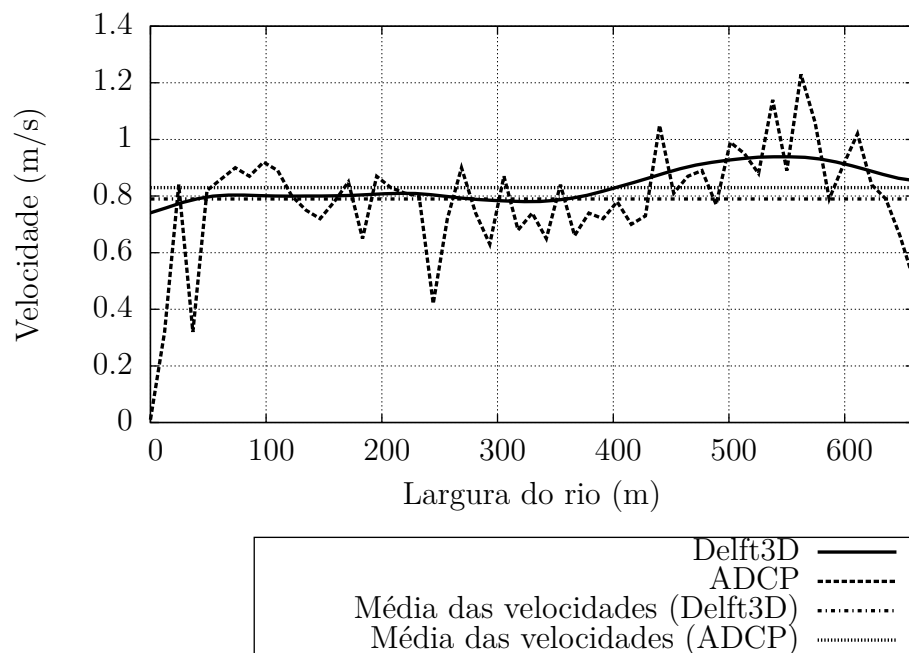


Figura 46 – Comparação da Velocidade na Seção 8.

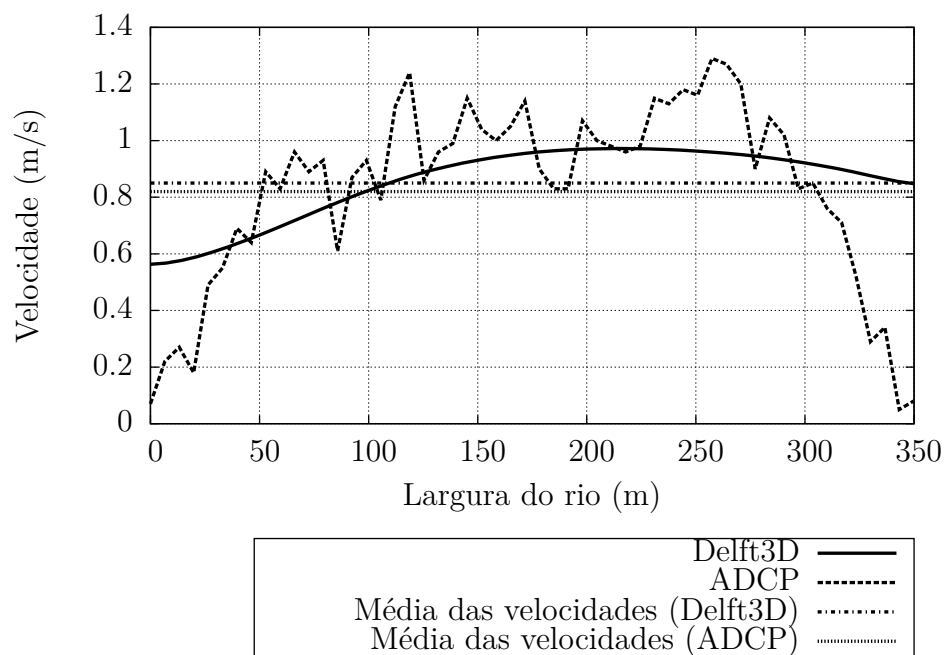


Figura 47 – Comparação da Velocidade na Seção 14.

É possível observar na figura 44, que compara os perfis de velocidade entre as medições do ADCP e a simulação pelo Delft da seção 1, que há uma certa diferença entre os perfis. Ao obter a média das velocidades de cada ponto medido para essa seção transversal pelo ADCP chega-se a um valor de 0,86 m/s. Porém, a média das velocidades registradas no arquivo de registros do ADCP, no relatório do ITTI (2012), indica 0,93 m/s, muito similar a média de 0,927 m/s obtida com o Delft3D. Assim, assume-se que há uma inconsistência na geração do perfil da seção pelo ADCP e que o resultado gerado pelo Delft3D é válido para a calibração.

## 5.9 Ajustamento das Condições de Contorno - Delft3D

Como mencionado anteriormente, os dados de descargas de sedimento disponíveis para região de estudo são escassos e os poucos valores registrados datam de 1960. Essas descargas de sedimento suspenso e de leito são, portanto, de um período que apresenta registros de vazões e cotas d'água inconsistentes comparados às medições atuais. Com isso, a utilização desses dados pode gerar resultados que não representam o comportamento real da evolução morfológica do rio.

A fim de determinar os transportes de sedimento de leito e suspenso realizou-se o ajustamento das condições de contorno, de forma que os descargas no contorno de entrada estejam de acordo com a capacidade de transporte natural do rio prevista pelo próprio modelo.

As simulações foram realizadas em regime permanente para um período de tempo de 3 dias para cada mês, com suas respectivas vazões e cotas d'água médias, do ano de 1981. As descargas de sedimento suspenso e de leito utilizadas para calibrar foram as contidas no relatório do ITTI (2012), 29.600 ton/dia de sedimento suspenso e 150 ton/dia de sedimento de fundo. Não foi utilizado o fator temporal de escala morfológica ( $f_{MORFAC}$ ). As figuras de 48 a 59 demonstram os resultados obtidos após cada simulação.

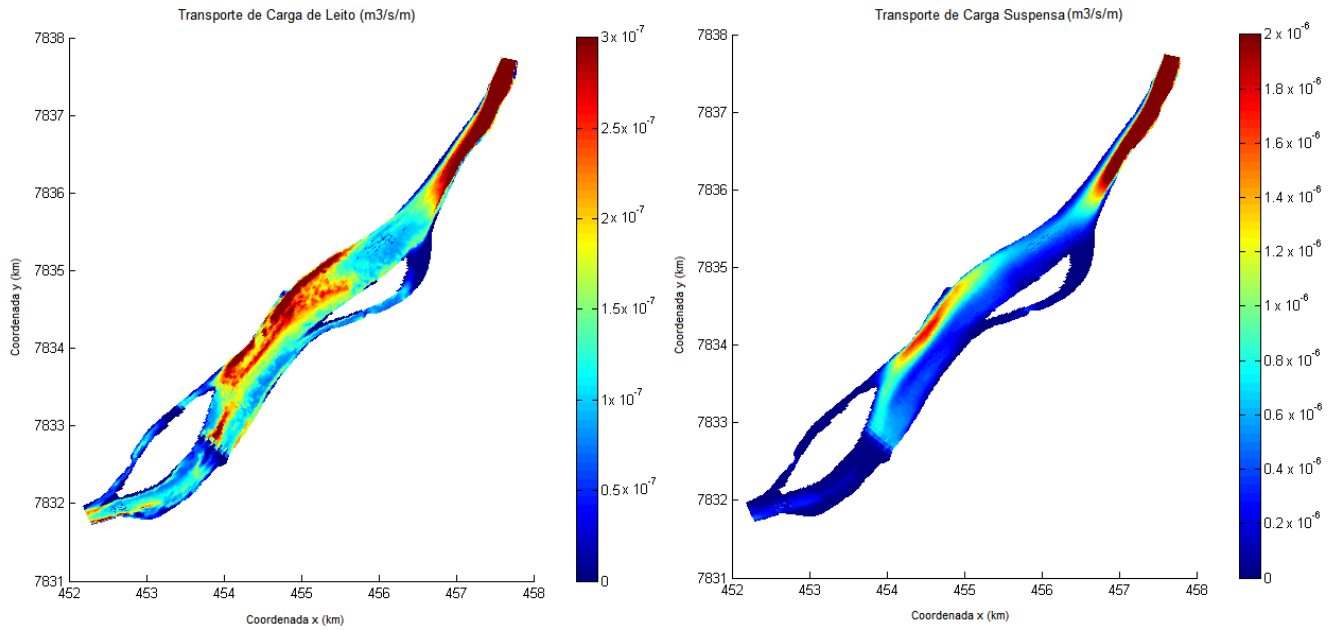


Figura 48 – Transporte de carga de leito e suspensa para o mês de Janeiro a uma vazão de  $1868,251 \text{ m}^3/\text{s}$  e nível d'água de  $2,71 \text{ m}$ .

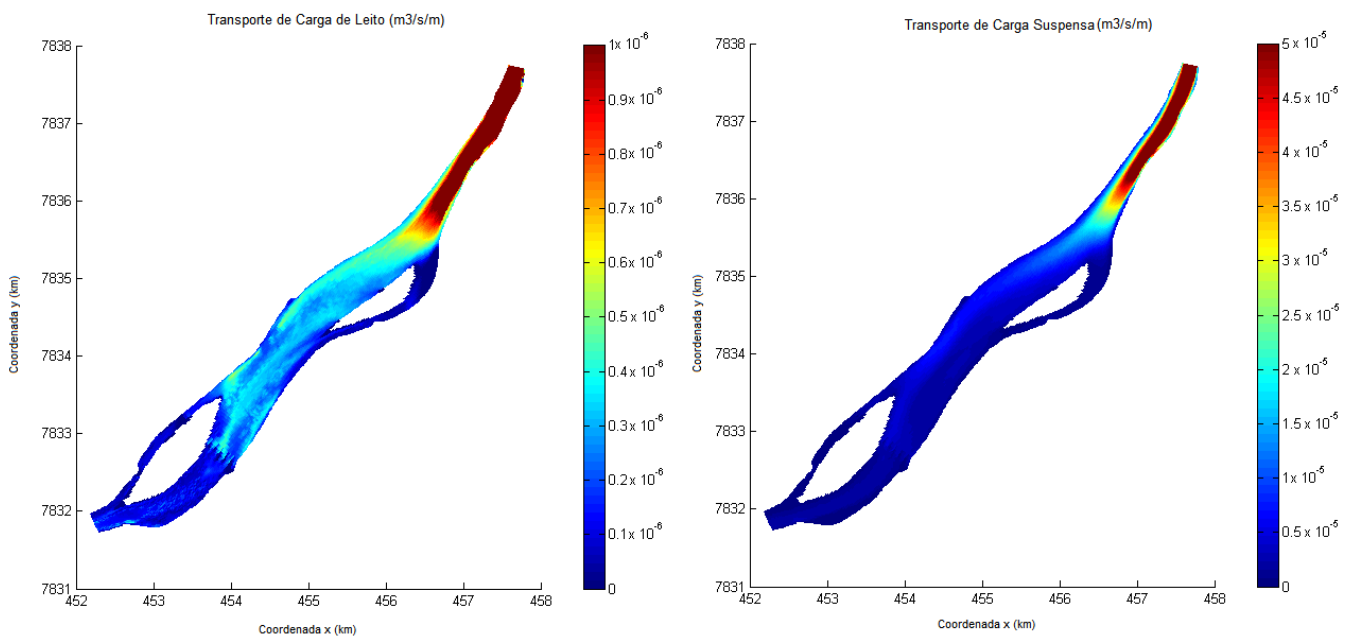


Figura 49 – Transporte de carga de leito e suspensa para o mês de Fevereiro a uma vazão de  $2817,43 \text{ m}^3/\text{s}$  e nível d'água de  $4,16 \text{ m}$ .

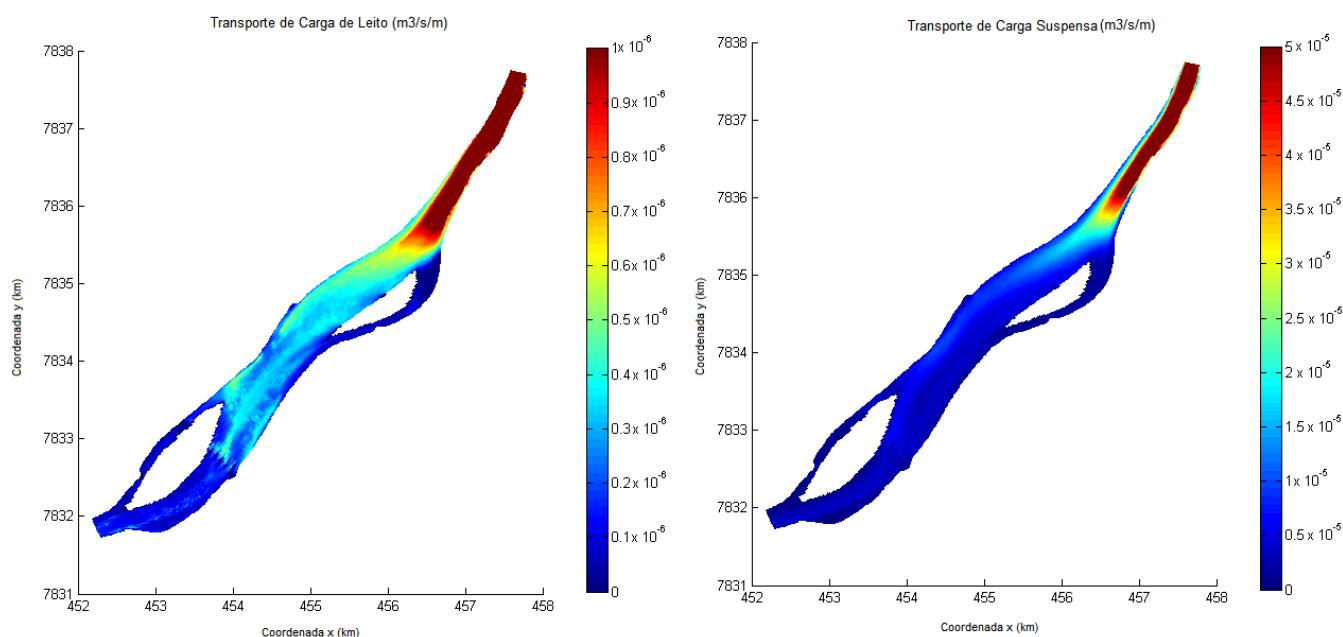


Figura 50 – Transporte de carga de leito e suspensa para o mês de Março a uma vazão de 2966,344 m³/s e nível d'água de 4,35 m.

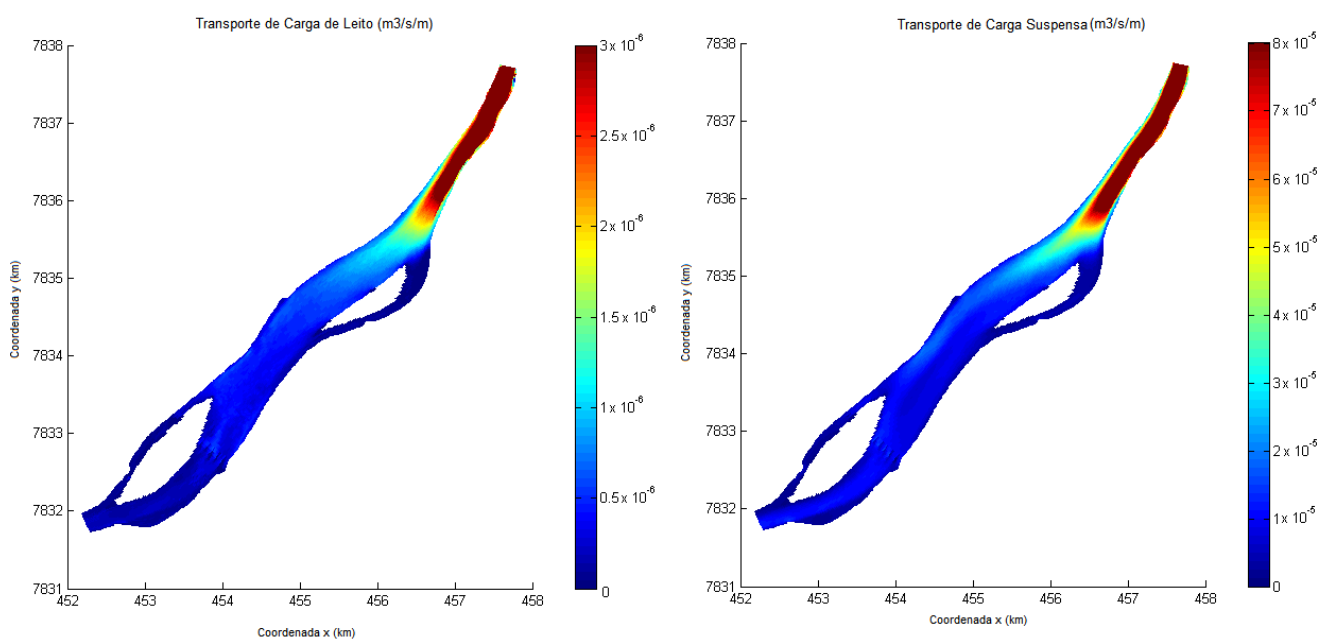


Figura 51 – Transporte de carga de leito e suspensa para o mês de Abril a uma vazão de 3494,484 m³/s e nível d'água de 4,95 m.

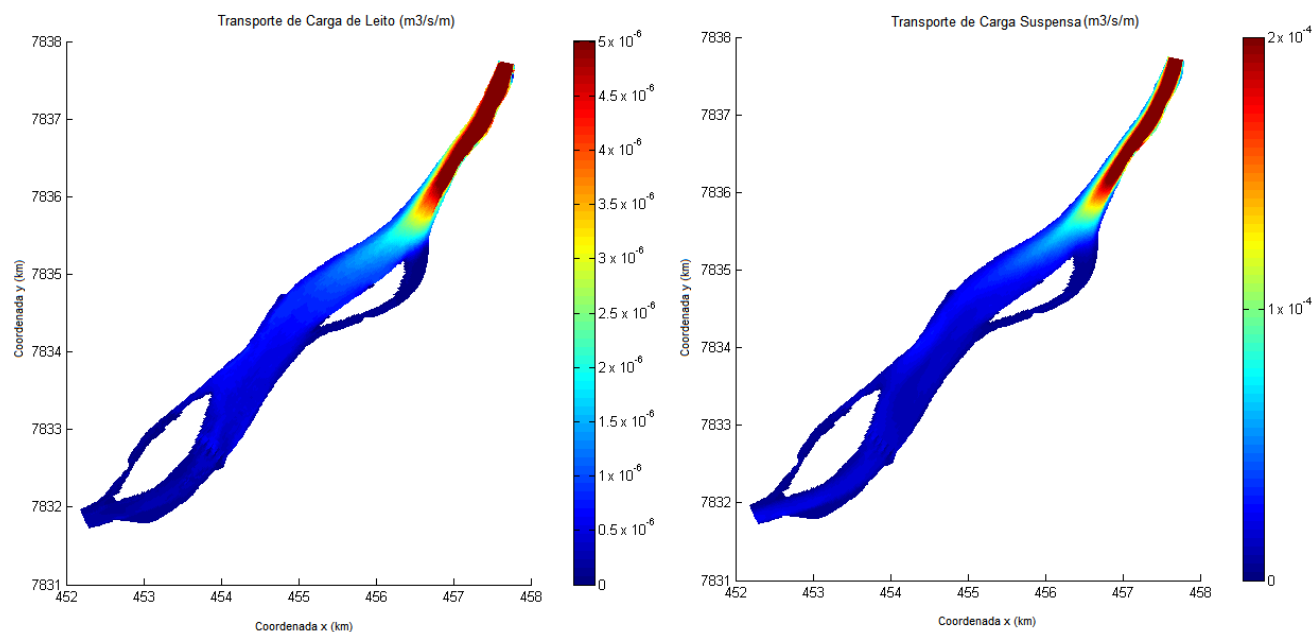


Figura 52 – Transporte de carga de leito e suspensa para o mês de Maio a uma vazão de  $3908,767 \text{ m}^3/\text{s}$  e nível d'água de 5,38 m.

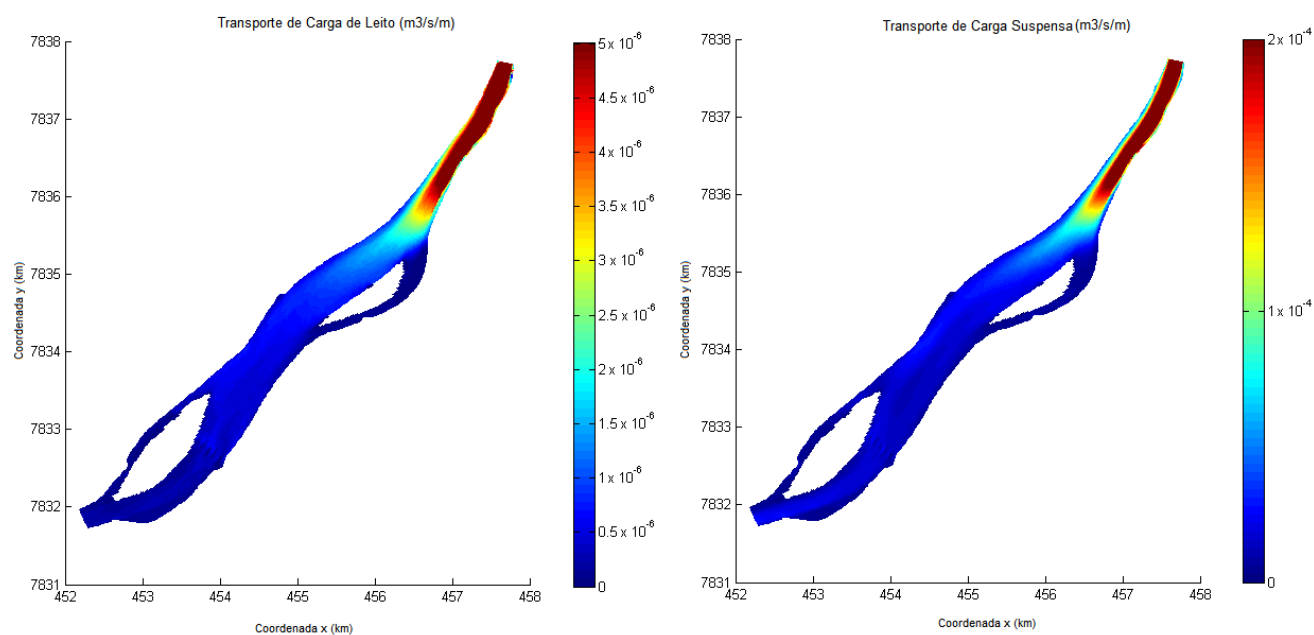


Figura 53 – Transporte de carga de leito e suspensa para o mês de Junho a uma vazão de  $3930,108 \text{ m}^3/\text{s}$  e nível d'água de 5,40 m.

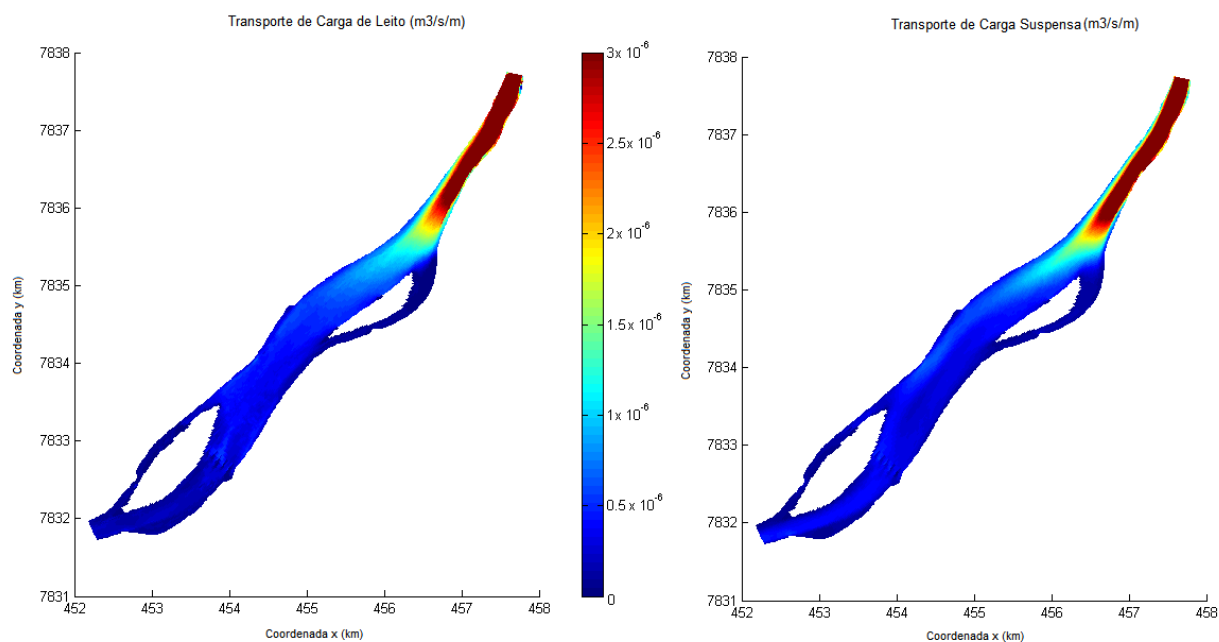


Figura 54 – Transporte de carga de leito e suspensa para o mês de Julho a uma vazão de  $3490,703 \text{ m}^3/\text{s}$  e nível d'água de 4,95 m.

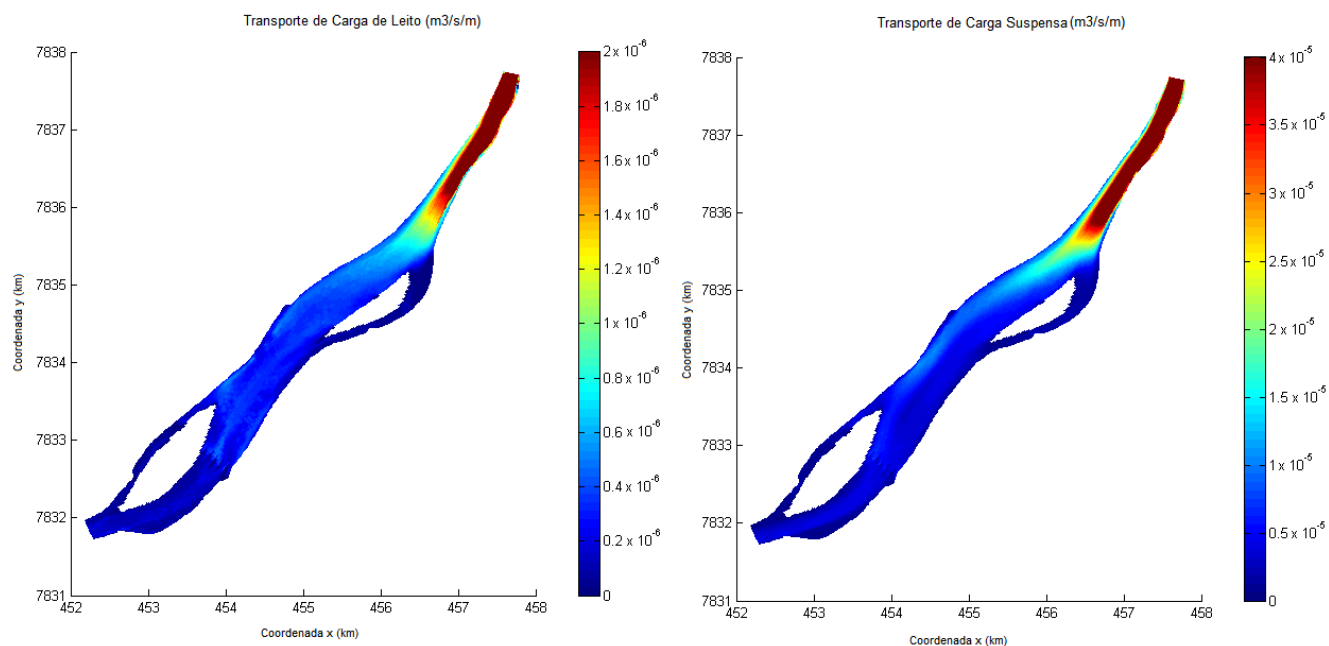


Figura 55 – Transporte de carga de leito e suspensa para o mês de Agosto a uma vazão de  $3001,696 \text{ m}^3/\text{s}$  e nível d'água de 4,39 m.

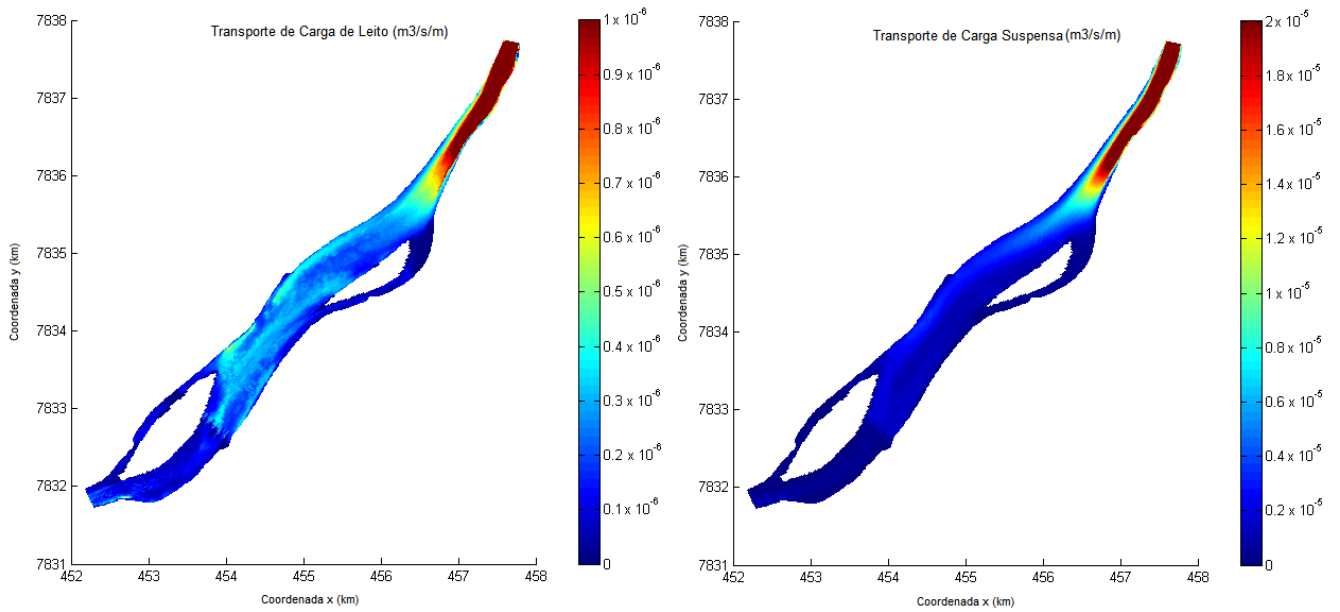


Figura 56 – Transporte de carga de leito e suspensa para o mês de Setembro a uma vazão de 2488,714 m³/s e nível d'água de 3,72 m.

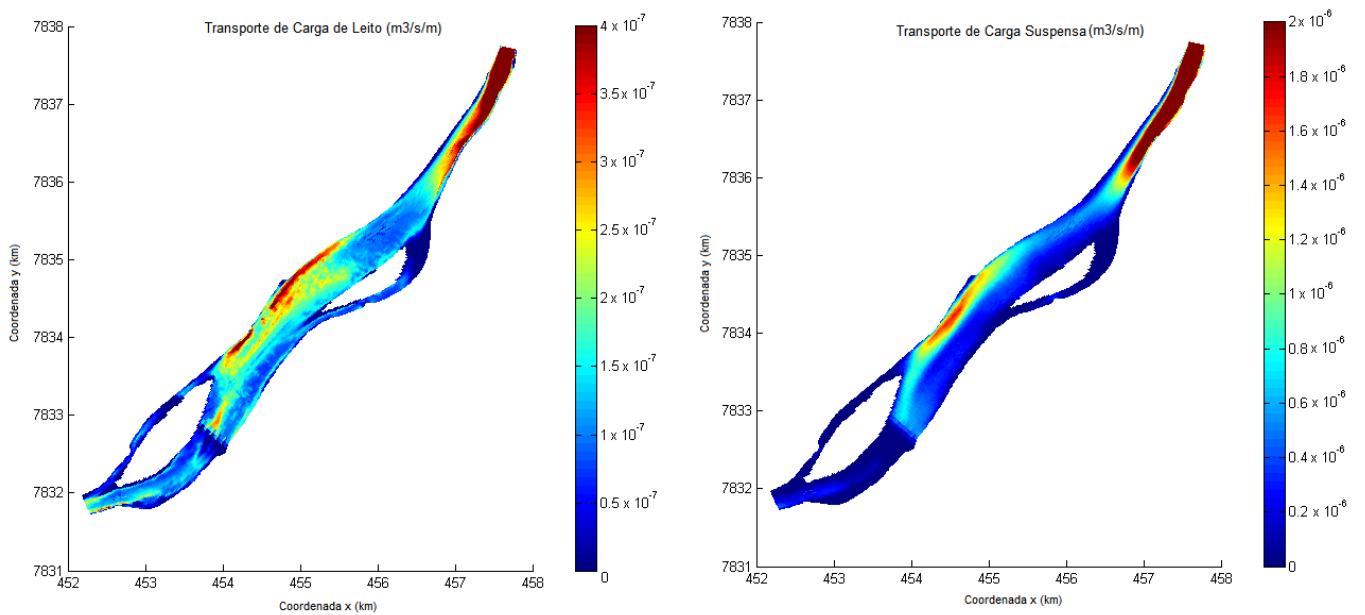


Figura 57 – Transporte de carga de leito e suspensa para o mês de Outubro a uma vazão de 1843,446 m³/s e nível d'água de 2,69 m.



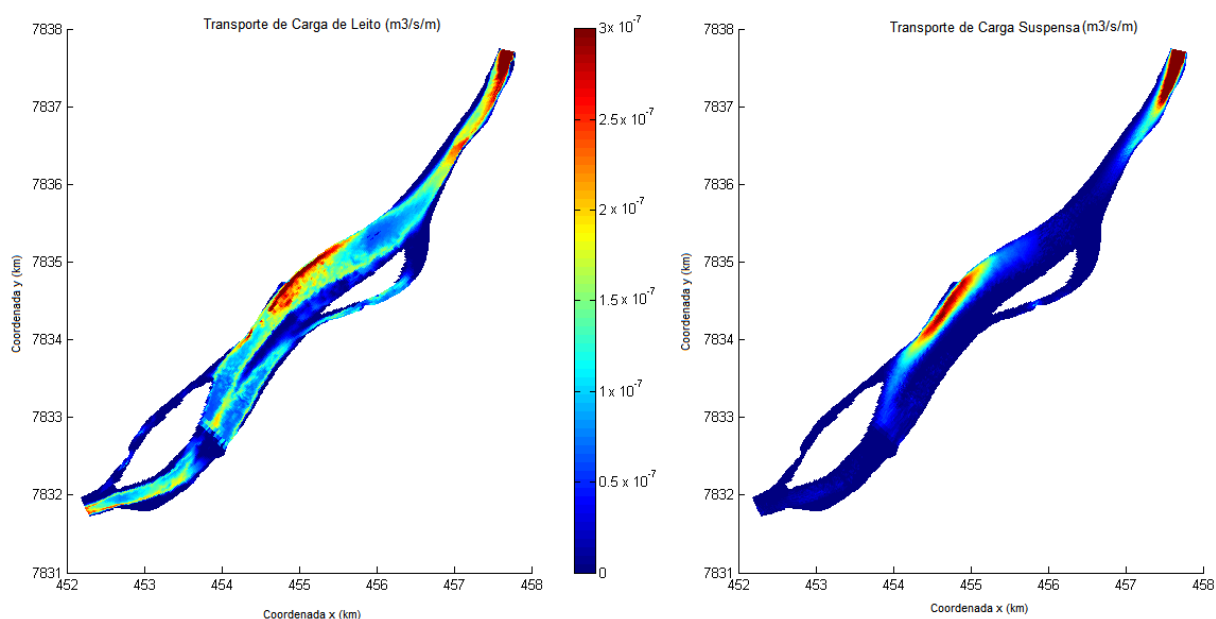


Figura 58 – Transporte de carga de leito e suspensa para o mês de Novembro a uma vazão de  $1390,463 \text{ m}^3/\text{s}$  e nível d'água de  $1,78 \text{ m}$ .

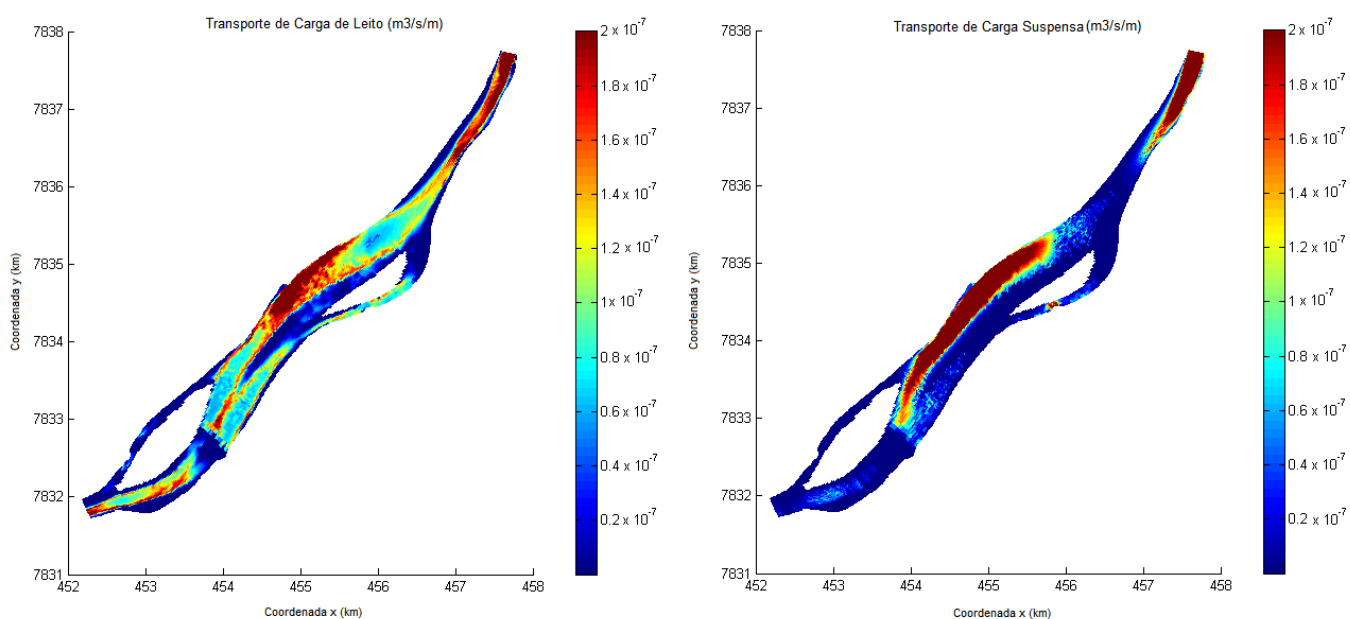


Figura 59 – Transporte de carga de leito e suspensa para o mês de Dezembro a uma vazão de  $1294,531 \text{ m}^3/\text{s}$  e nível d'água de  $1,48 \text{ m}$ .

É visível que as condições de entrada adotadas nas simulações anteriores tem grande influência no transporte de sedimento no início do domínio. Os resultados indicam que as descargas sólidas de sedimentos do relatório do ITTI (2012) foram superestimadas, afetando assim a capacidade de transporte do canal na região de menor largura.

Assim, escolheu-se regiões distantes o suficiente do contorno de entrada, nas quais as influências na capacidade de transporte do rio são mínimas, para determinar tanto a descarga de leito quanto a descarga suspensa em cada vazão de água apropriada. As regiões selecionadas devem preservar as características do contorno de entrada, com velocidades, geometrias de fundo e larguras similares, de forma que, essas cargas de sedimento possam ser utilizadas nas simulações posteriores como condições de contorno. Os resultados estão expressos nas figuras de 60 a 95, com sentido de vista da seção transversal contrário ao sentido de escoamento da água, para cada mês do ano com suas respectivas vazões e cotas d'água.

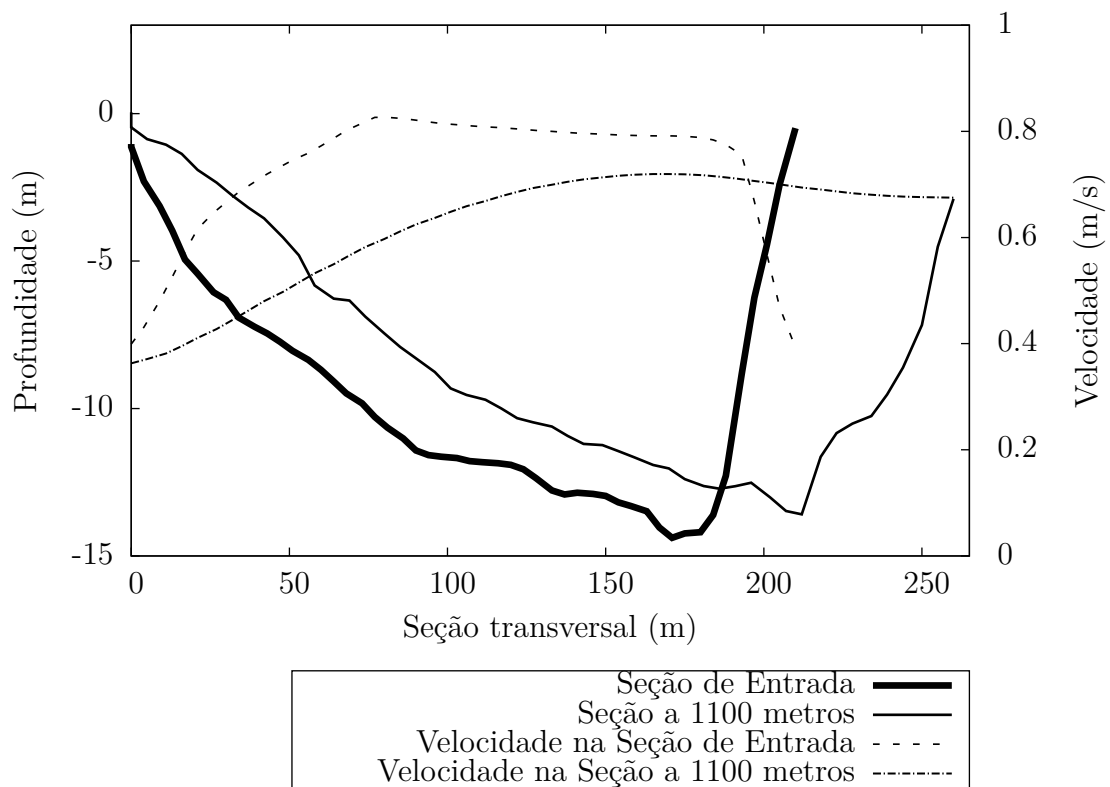


Figura 60 – Comparação entre as velocidades e as profundidades da seção de entrada e da seção a 1100 m para o mês de Janeiro.

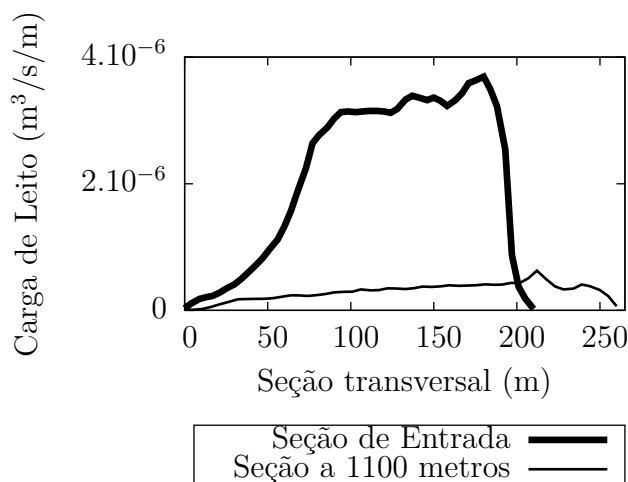


Figura 61 – Comparação do transporte de carga de leito entre as seções.

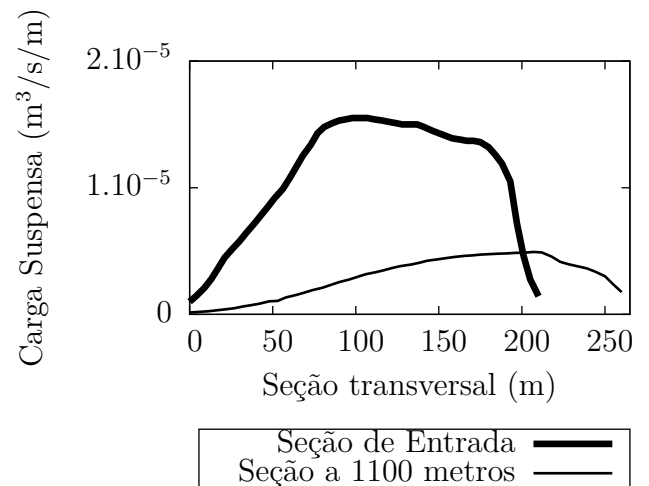


Figura 62 – Comparação do transporte de carga suspensa entre as seções.

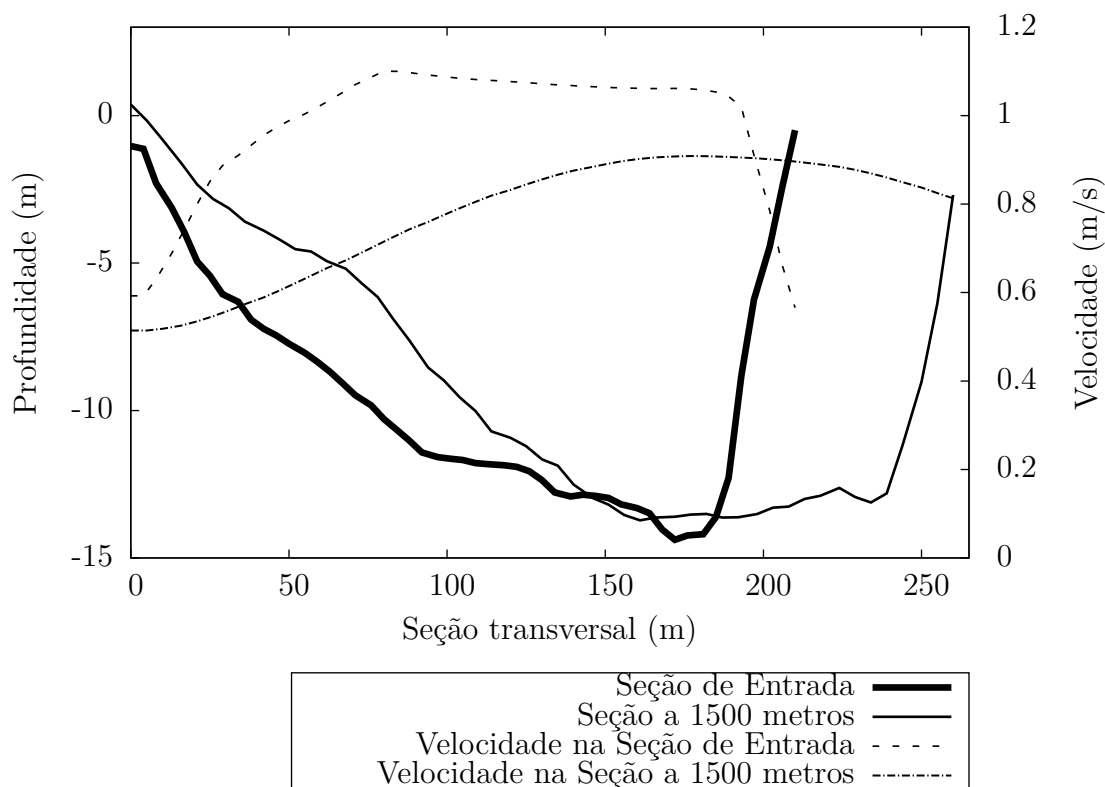


Figura 63 – Comparação entre as velocidades e as profundidades da seção de entrada e da seção a 1500 m para o mês de Fevereiro.

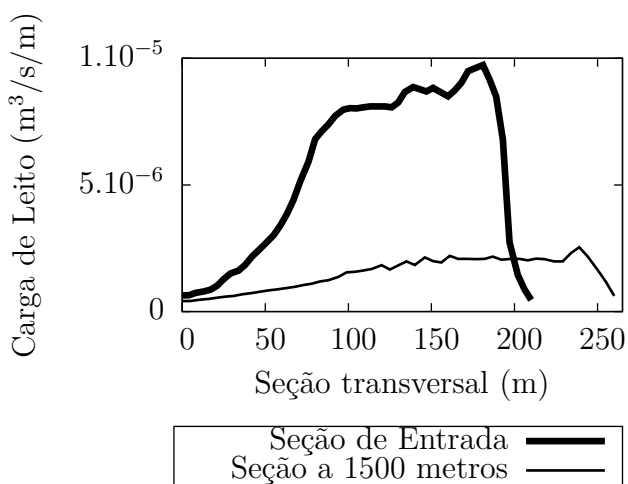


Figura 64 – Comparação do transporte de carga de leito entre as seções.

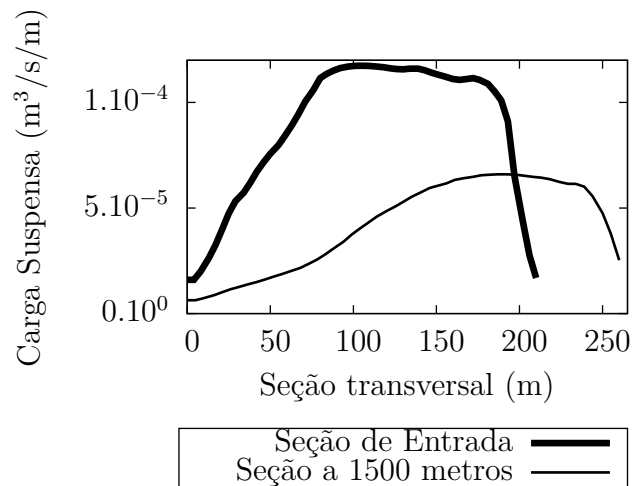


Figura 65 – Comparação do transporte de carga suspensa entre as seções.

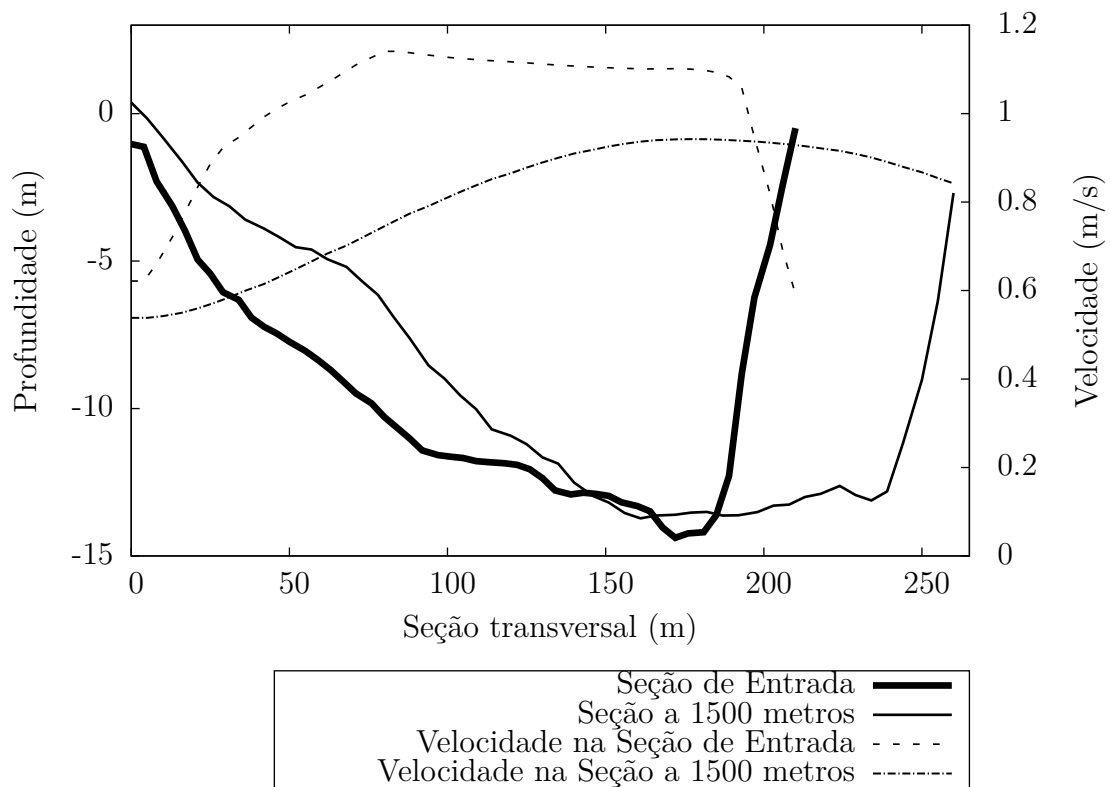


Figura 66 – Comparação entre as velocidades e as profundidades da seção de entrada e da seção a 1500 m para o mês de Março.

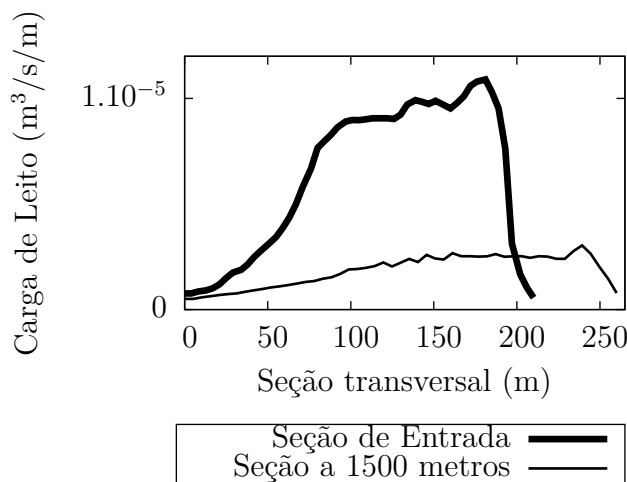


Figura 67 – Comparação do transporte de carga de leito entre as seções.

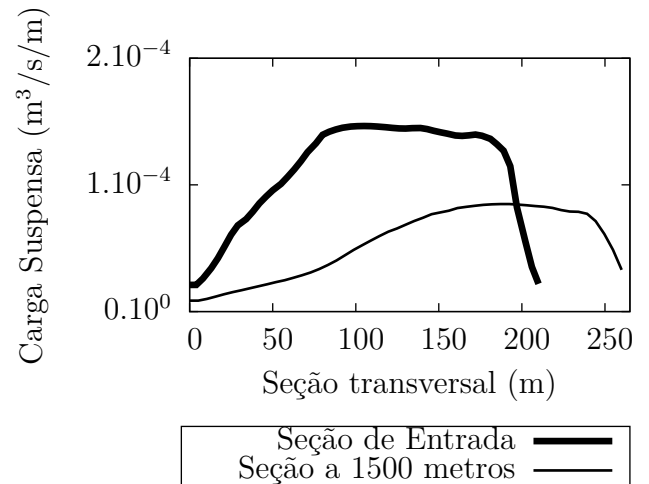


Figura 68 – Comparação do transporte de carga suspensa entre as seções.

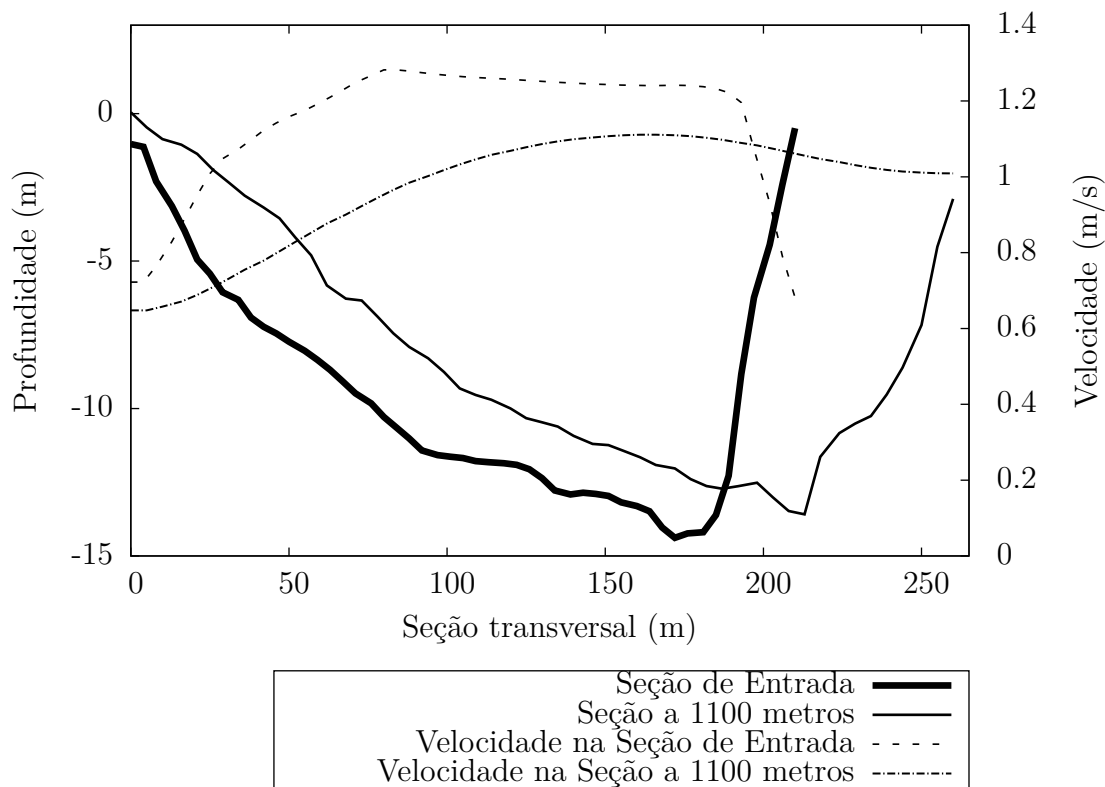


Figura 69 – Comparação entre as velocidades e as profundidades da seção de entrada e da seção a 1100 m para o mês de Abril.

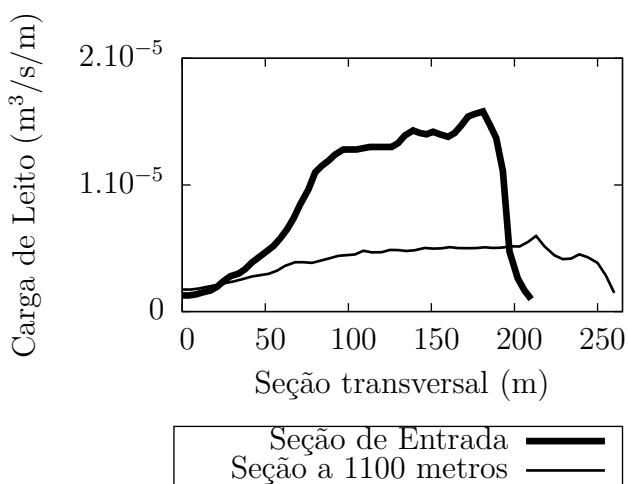


Figura 70 – Comparação do transporte de carga de leito entre as seções.

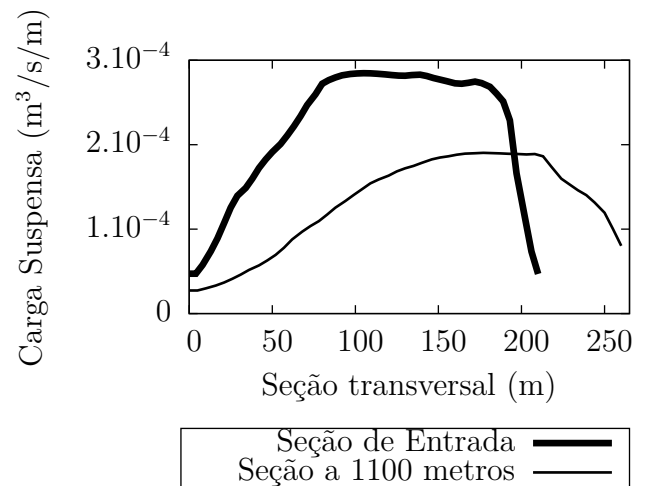


Figura 71 – Comparação do transporte de carga suspensa entre as seções.

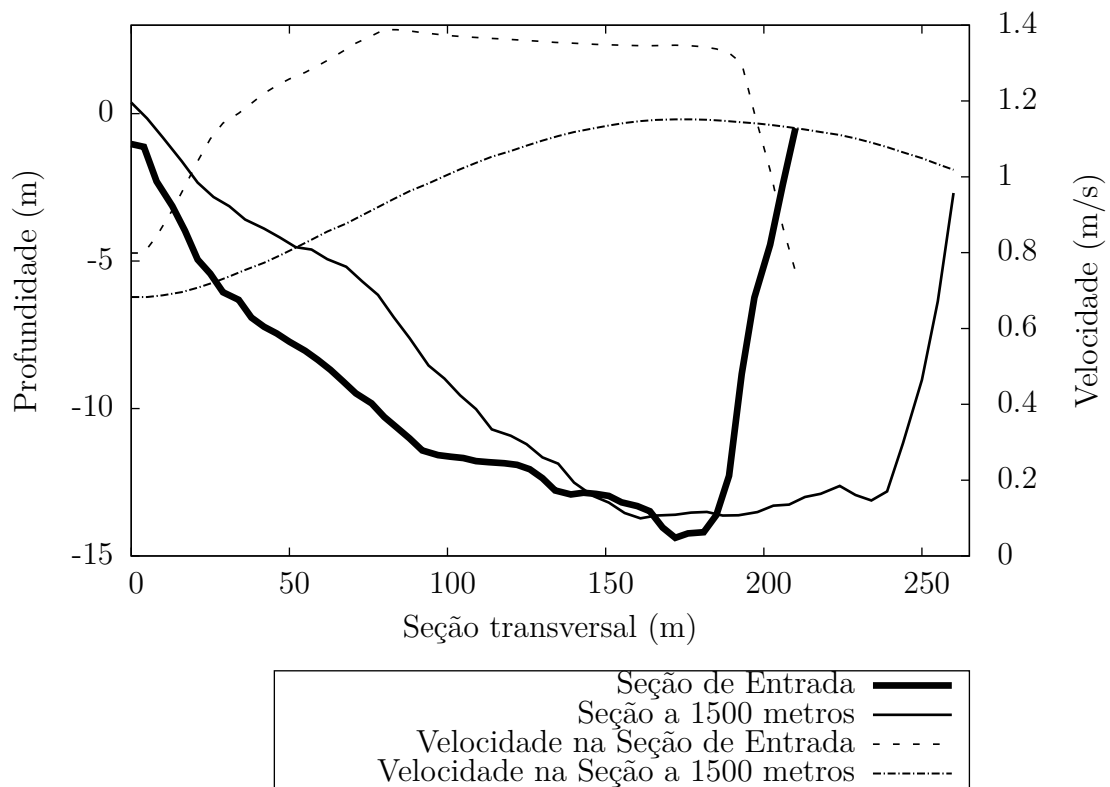


Figura 72 – Comparação entre as velocidades e as profundidades da seção de entrada e da seção a 1500 m para o mês de Maio.

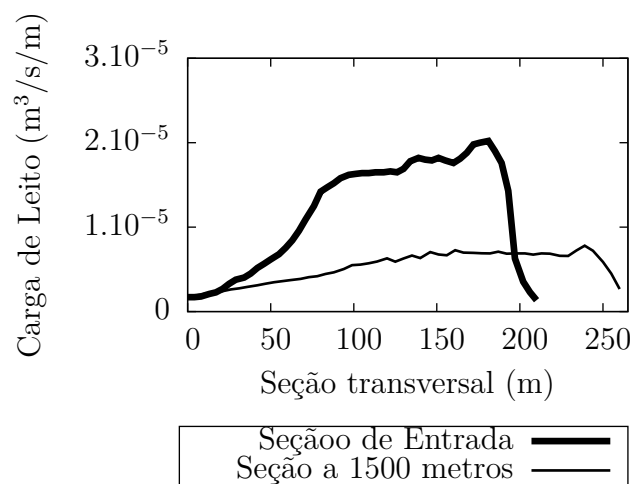


Figura 73 – Comparação do transporte de carga de leito entre as seções.

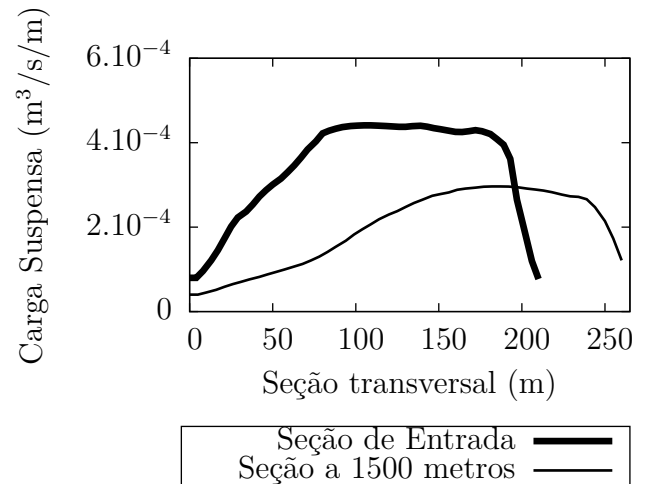


Figura 74 – Comparação do transporte de carga suspensa entre as seções.

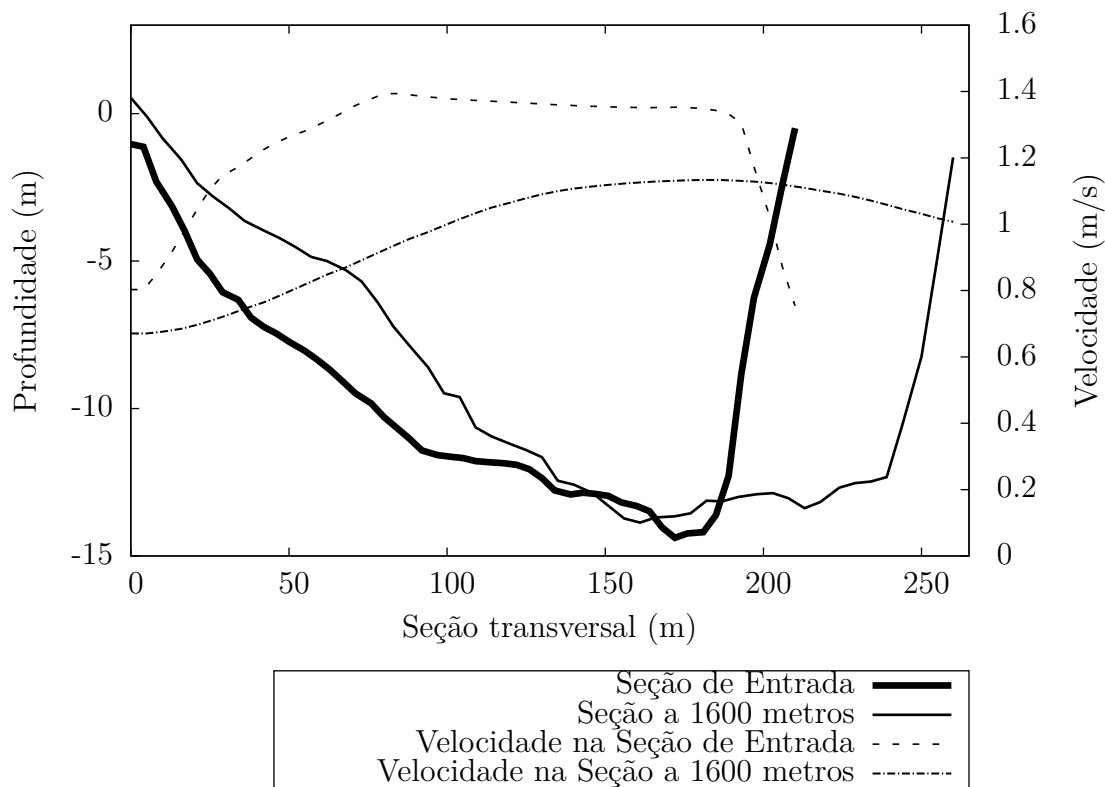


Figura 75 – Comparação entre as velocidades e as profundidades da seção de entrada e da seção a 1600 m para o mês de Junho.

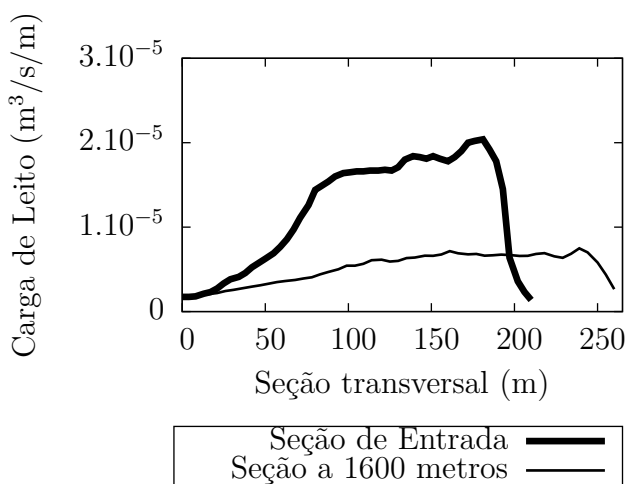


Figura 76 – Comparação do transporte de carga de leito entre as seções.

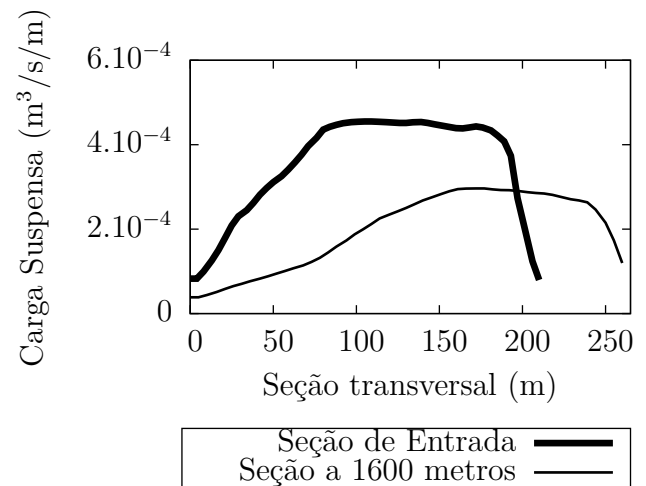


Figura 77 – Comparação do transporte de carga suspensa entre as seções.



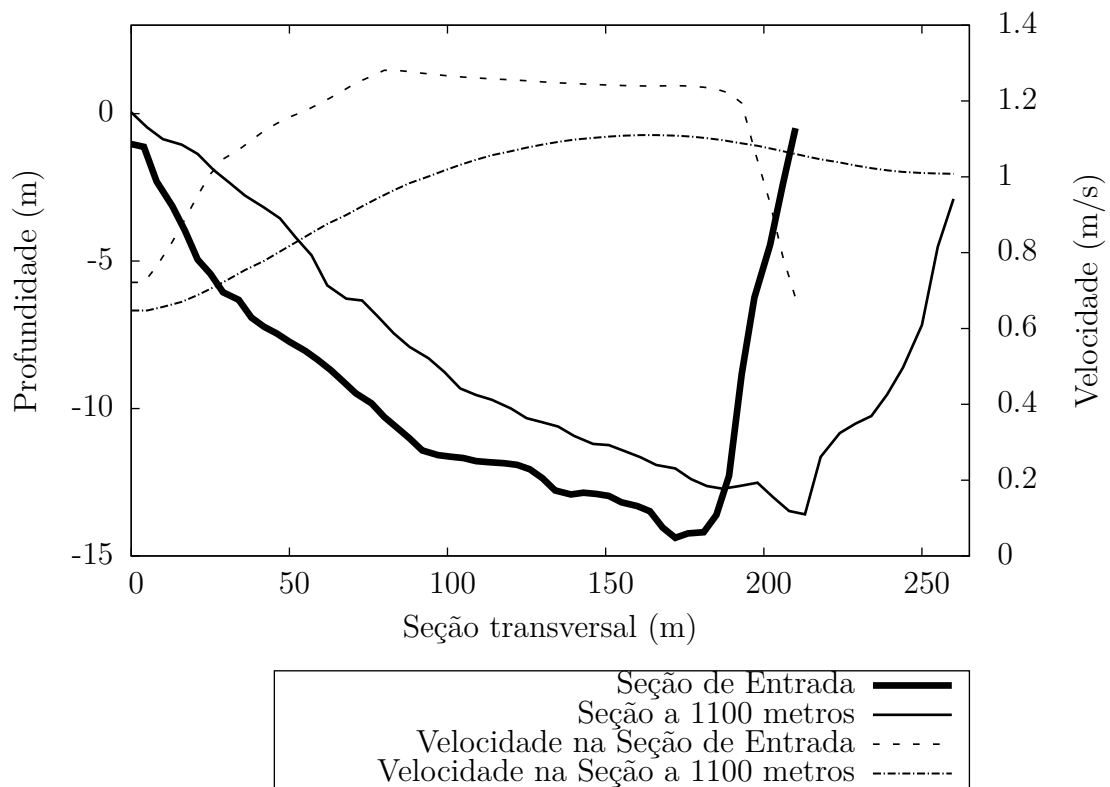


Figura 78 – Comparação entre as velocidades e as profundidades da seção de entrada e da seção a 1100 m para o mês de Julho.

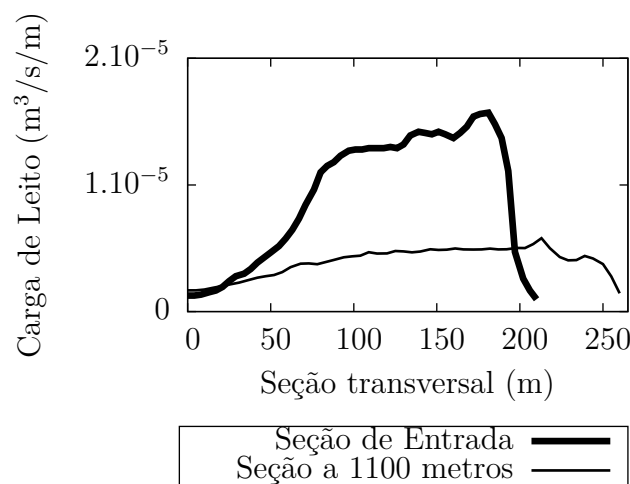


Figura 79 – Comparação do transporte de carga de leito entre as seções.

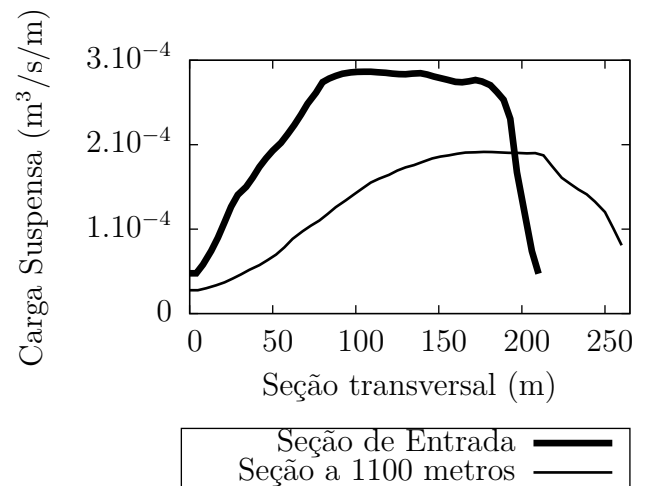


Figura 80 – Comparação do transporte de carga suspensa entre as seções.

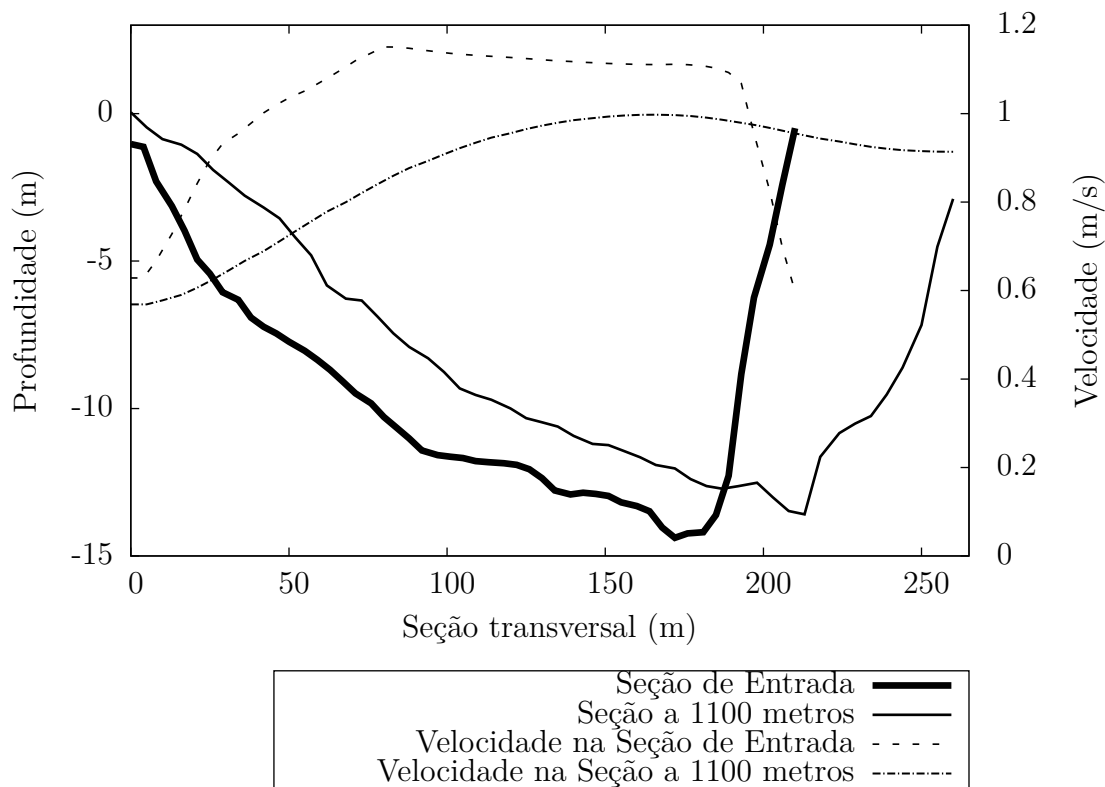


Figura 81 – Comparação entre as velocidades e as profundidades da seção de entrada e da seção a 1100 m para o mês de Agosto.

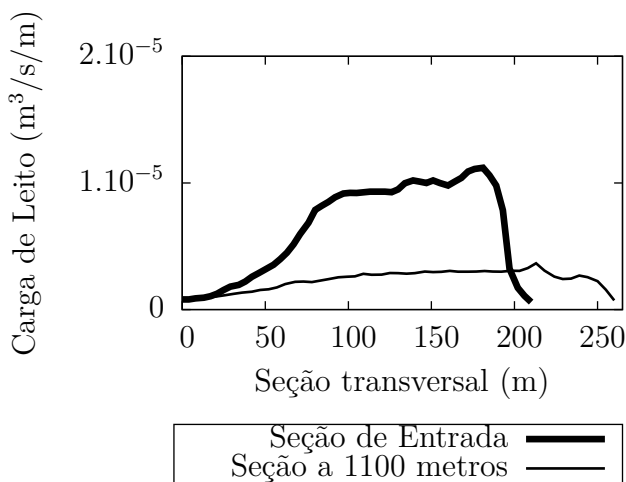


Figura 82 – Comparação do transporte de carga de leito entre as seções.

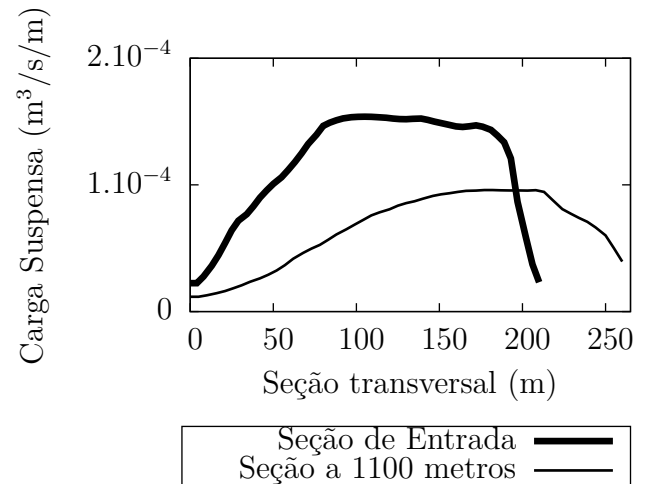


Figura 83 – Comparação do transporte de carga suspensa entre as seções.

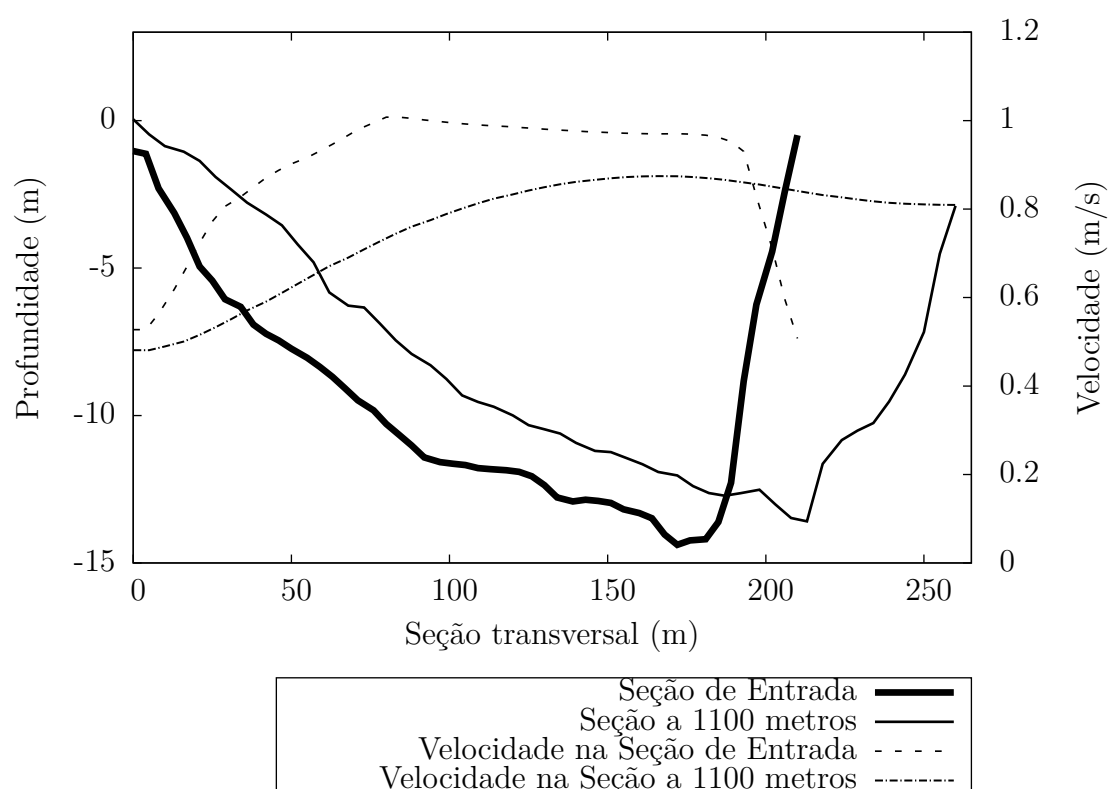


Figura 84 – Comparação entre as velocidades e as profundidades da seção de entrada e da seção a 1100 m para o mês de Setembro.

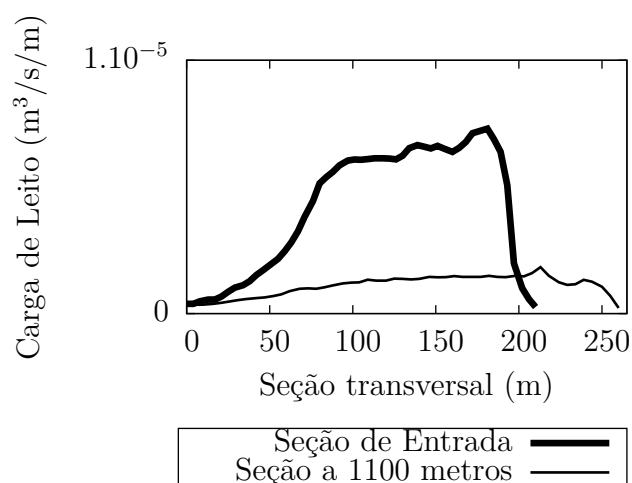


Figura 85 – Comparação do transporte de carga de leito entre as seções.

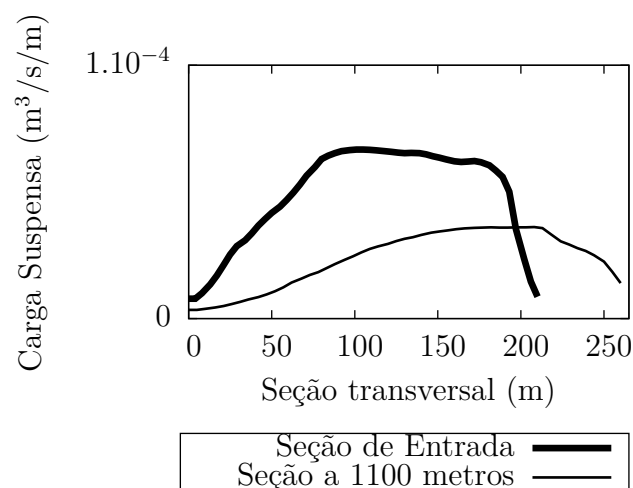


Figura 86 – Comparação do transporte de carga suspensa entre as seções.

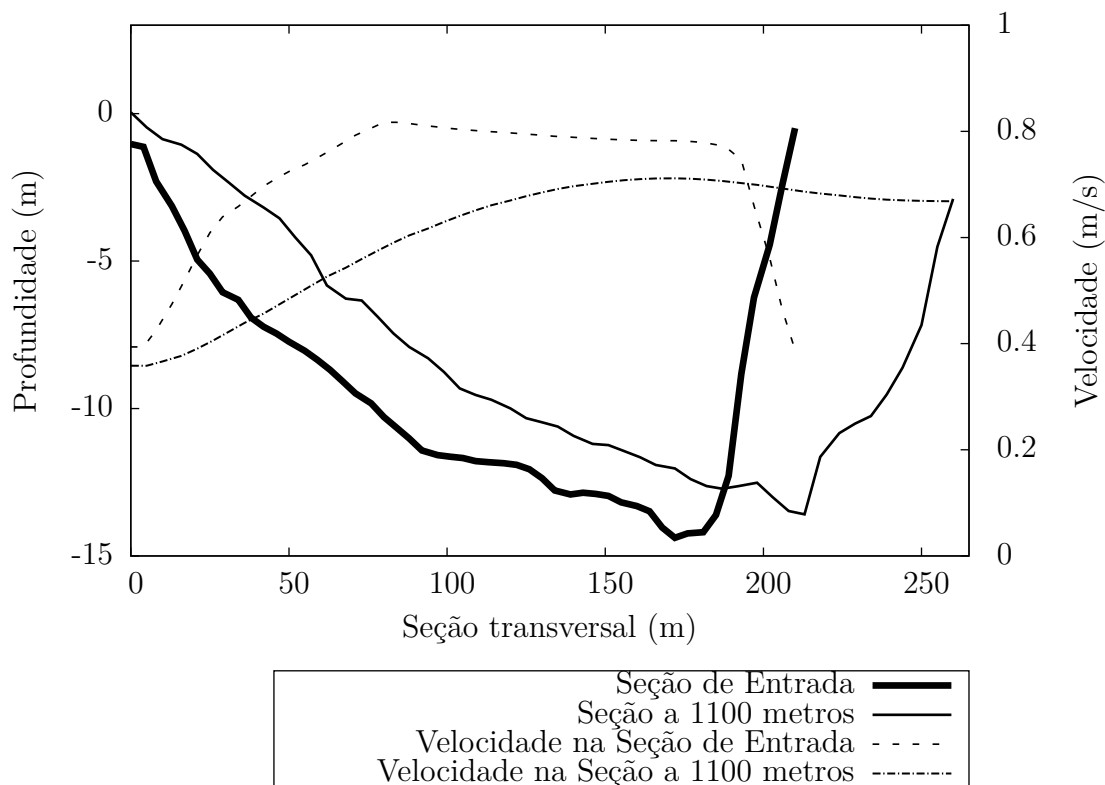


Figura 87 – Comparação entre as velocidades e as profundidades da seção de entrada e da seção a 1100 m para o mês de Outubro.

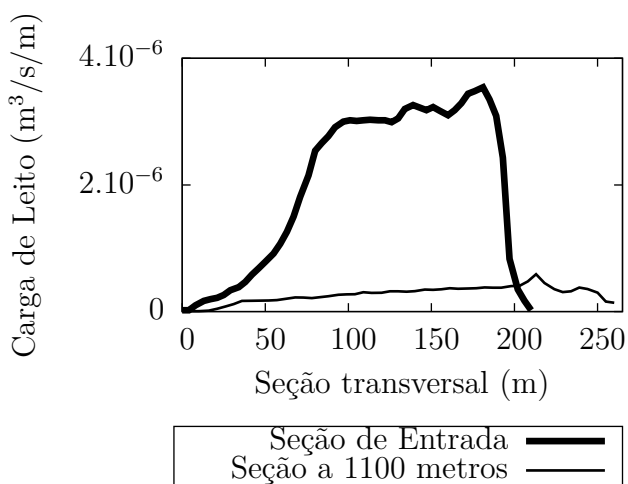


Figura 88 – Comparação do transporte de carga de leito entre as seções.

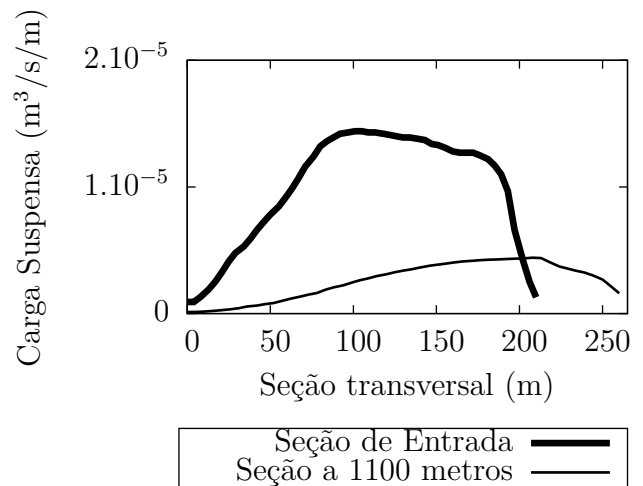


Figura 89 – Comparação do transporte de carga suspensa entre as seções.

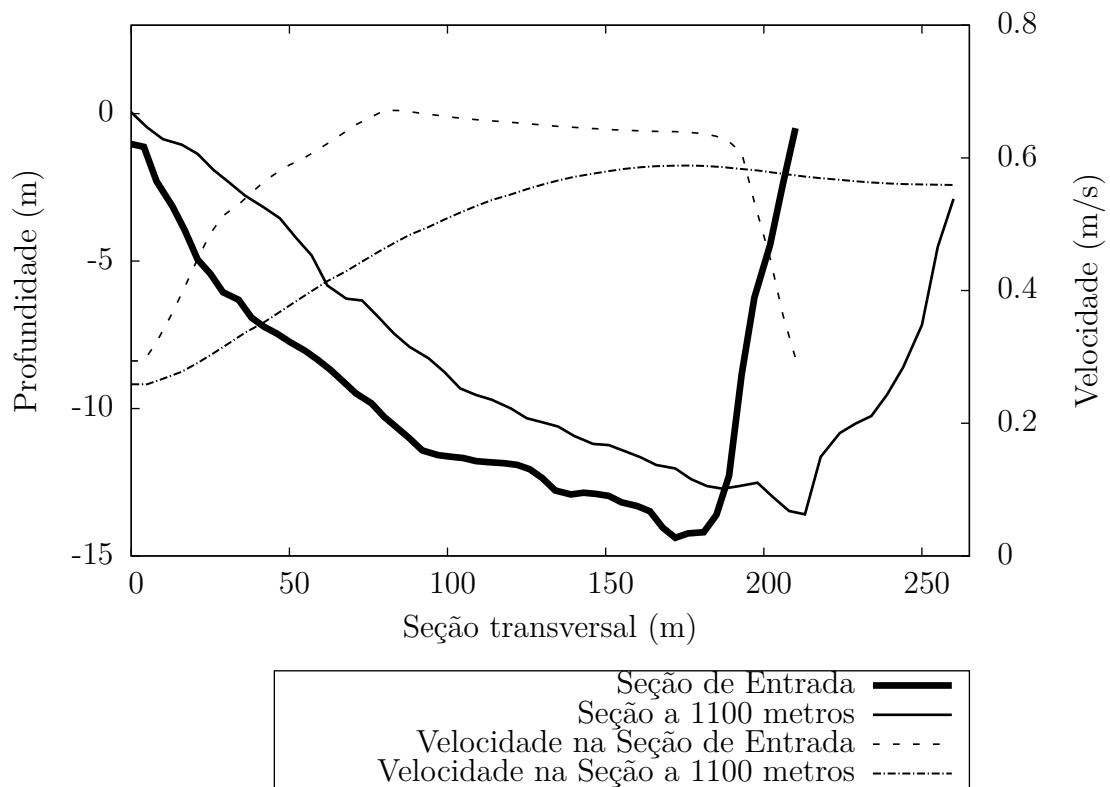


Figura 90 – Comparação entre as velocidades e as profundidades da seção de entrada e da seção a 1100 m para o mês de Novembro.

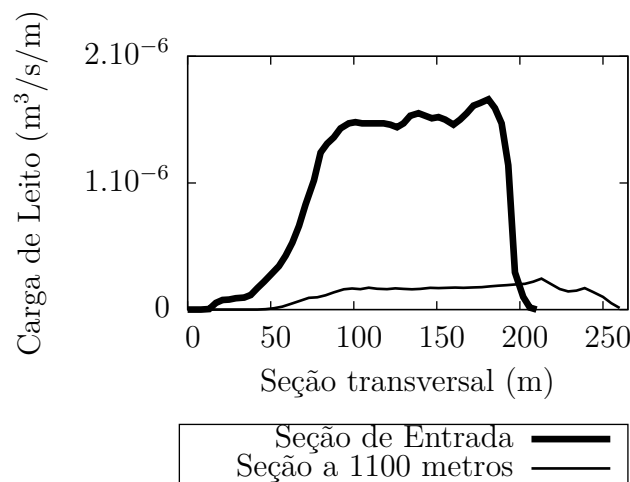


Figura 91 – Comparação do transporte de carga de leito entre as seções.

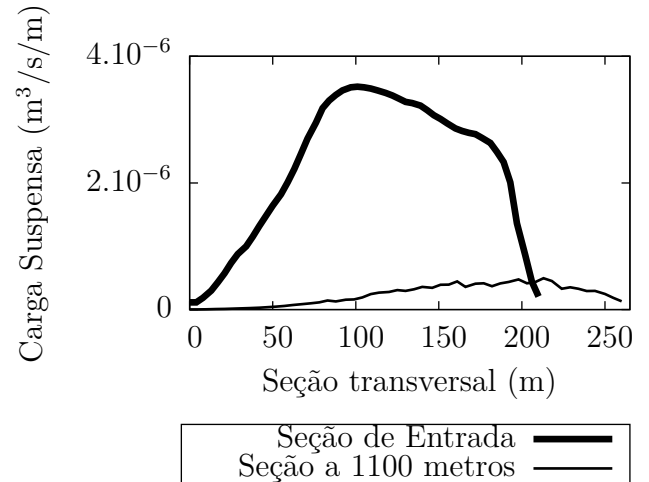


Figura 92 – Comparação do transporte de carga suspensa entre as seções.

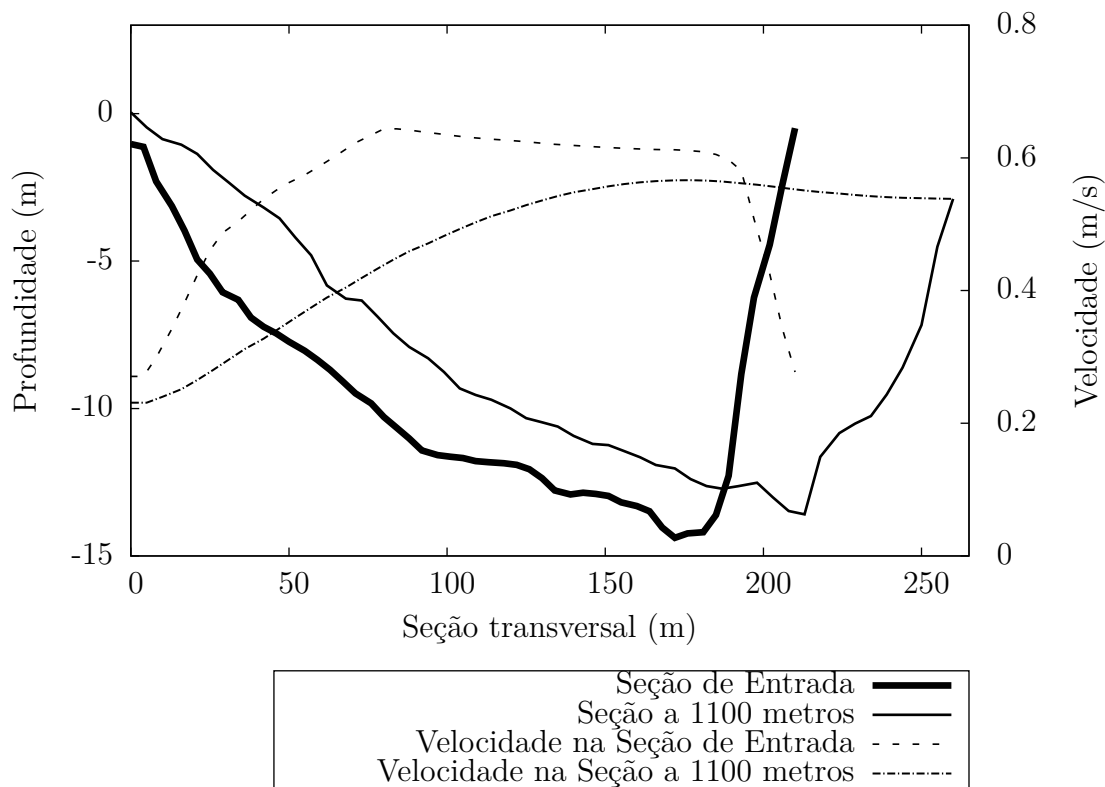


Figura 93 – Comparação entre as velocidades e as profundidades da seção de entrada e da seção a 1100 m para o mês de Dezembro.

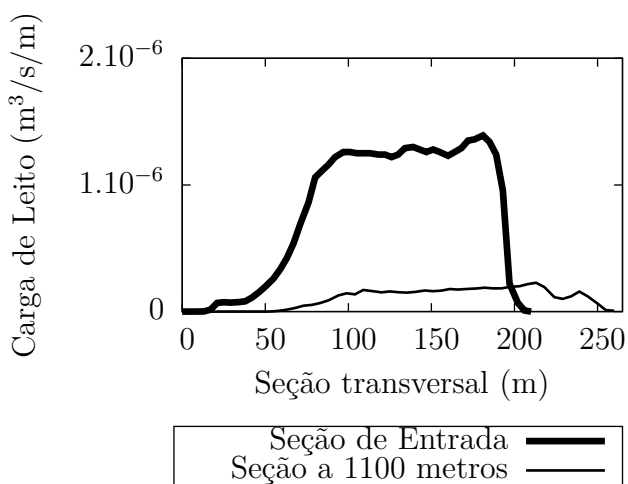


Figura 94 – Comparação do transporte de carga de leito entre as seções.

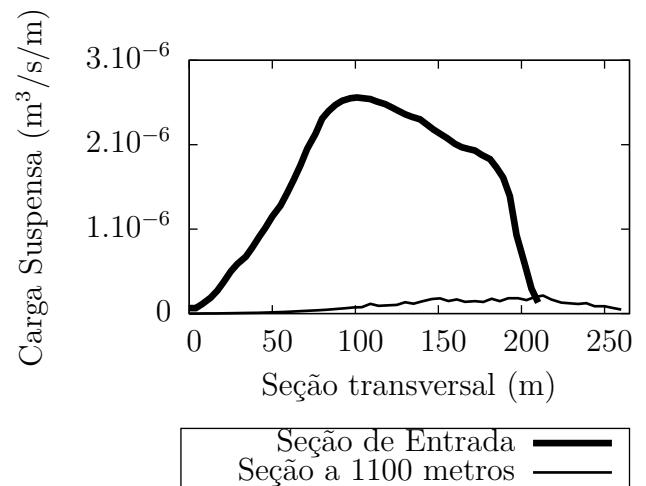


Figura 95 – Comparação do transporte de carga suspensa entre as seções.

Com esses resultados pôde-se, então, estimar as cargas de leito e suspensa para cada mês como mostrado na Tabela 6 que foram usados como condição de contorno nas simulações de evolução morfológica. As transformações para *ton/dia* foram realizadas a partir da largura média do rio e do peso específico do sedimento.

Tabela 6 – Dados obtidos de vazão, cota d'água e de sedimento a cada mês.

Mês	Vazão (m <sup>3</sup> /s)	Cota D'água (m)	Carga de Leito (ton/dia)	Carga Suspensa (ton/dia)
Janeiro	1868,251	2,71	29,765	238,119
Fevereiro	2817,430	4,16	119,060	2381,184
Março	2966,344	4,35	119,060	3571,776
Abril	3494,484	4,95	267,883	9524,736
Maio	3908,767	5,38	386,942	14882,400
Junho	3930,108	5,40	398,848	15477,696
Julho	3490,703	4,95	238,118	8929,440
Agosto	3001,696	4,39	148,824	4167,072
Setembro	2488,714	3,72	77,389	1488,240
Outubro	1843,446	2,69	17,859	208,354
Novembro	1390,463	1,78	8,930	20,835
Dezembro	1294,531	1,48	8,930	8,930

## 5.10 Evolução do Leito - Delft3D

Após validar a hidrodinâmica e calibrar as condições de contorno realizou-se uma simulação de um ano sem a ponte a fim de observar a resposta do leito do rio Paraguai obtida com o Delft3D. Com o intuito de reduzir o esforço computacional e o tempo de processamento da simulação, considerou-se os dados mensais da tabela 6 como dados diários e, para corrigir, utilizou-se um  $f_{MORFAC}$  de valor igual a 30.

Algumas seções transversais, representadas na figura 96 e distribuídas ao longo do domínio, foram selecionadas para se comparar o perfil do leito antes e depois da simulação, como pode-se ver nas figuras de 97 a 109.



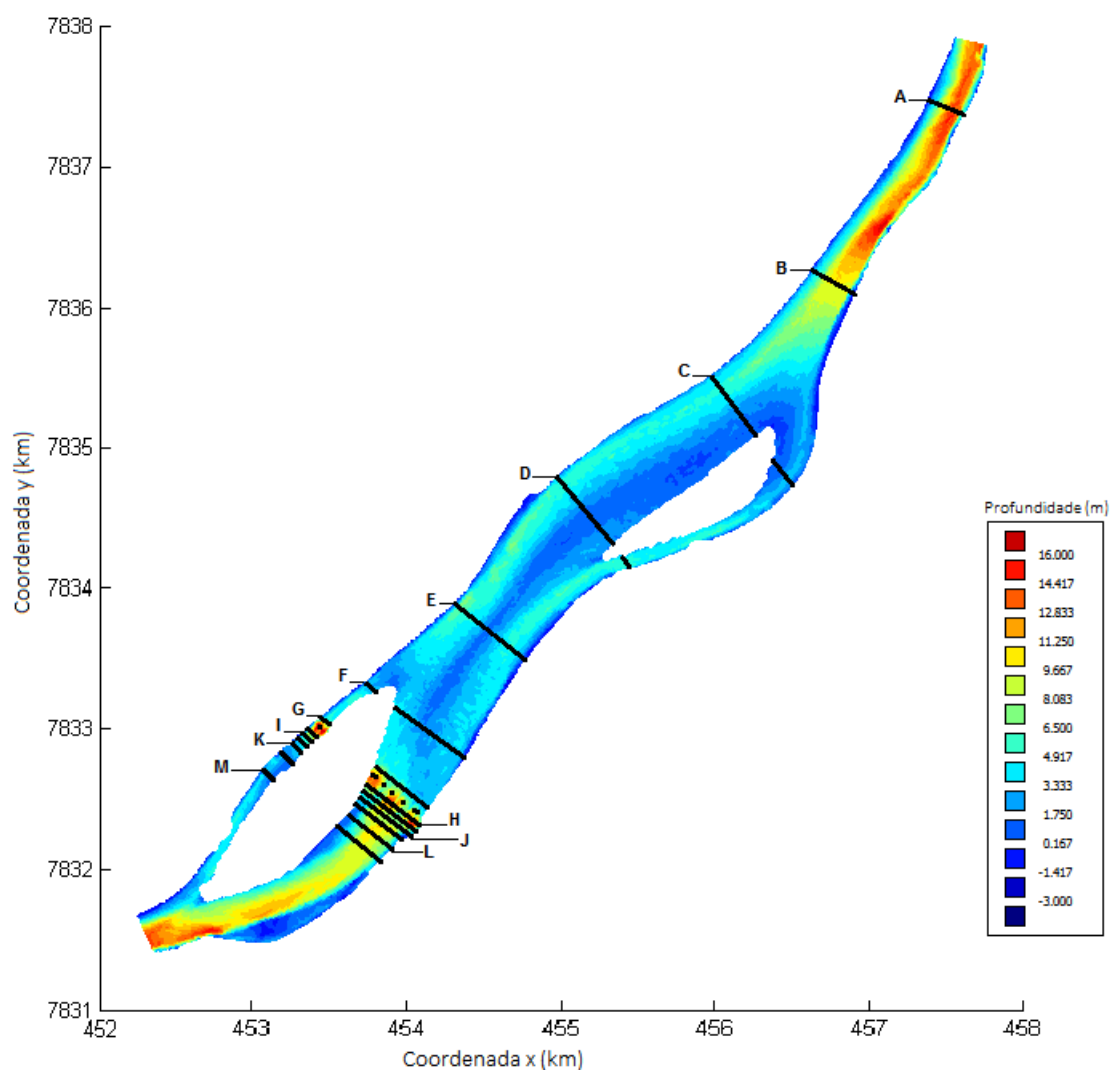


Figura 96 – Localização das seções transversais analisadas

As seções A e B representadas na figura 97 e 98, respectivamente, estão localizadas em regiões à montante e distantes da ponte, por isso, a retirada dos pilares não afeta o comportamento do leito. É visível pelas figuras que o leito pouco se altera nessas seções, respeitando a característica atual do rio, como visto nas comparações das batimetrias de 2008 e 2011.

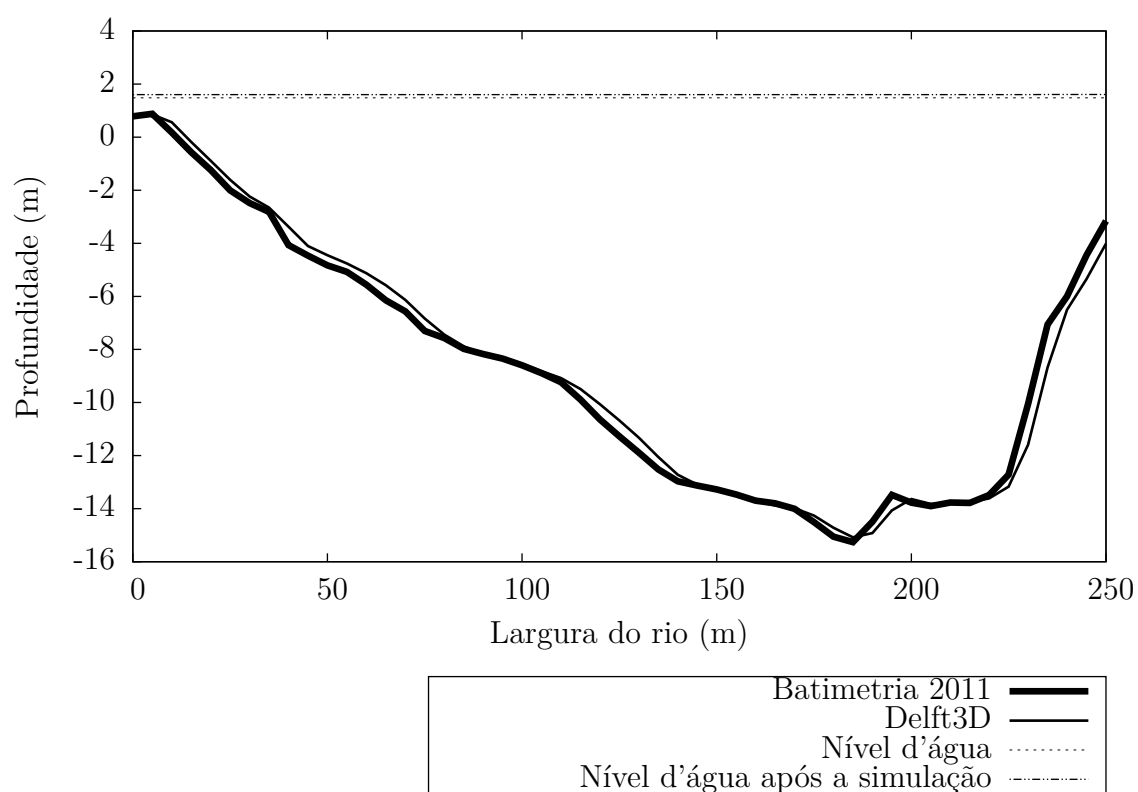


Figura 97 – Seção transversal A - Delft3D.

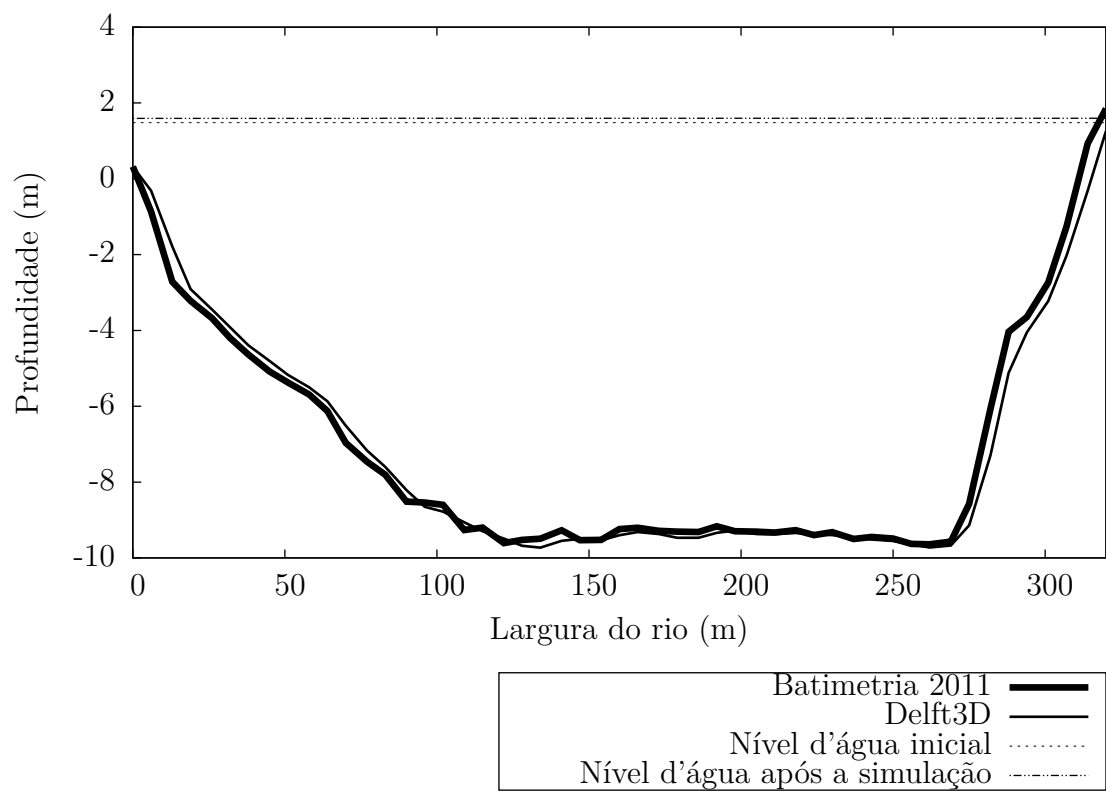


Figura 98 – Seção transversal B - Delft3D.

Já nas seções C, D e E, representadas pelas figuras 99, 100 e 101, respectivamente, é possível notar uma leve tendência erosiva ao mesmo tempo que o perfil do leito torna-se mais regular. Essas erosões pode ser resultado do aumento da velocidade de escoamento devido a ausência dos pilares a jusante.

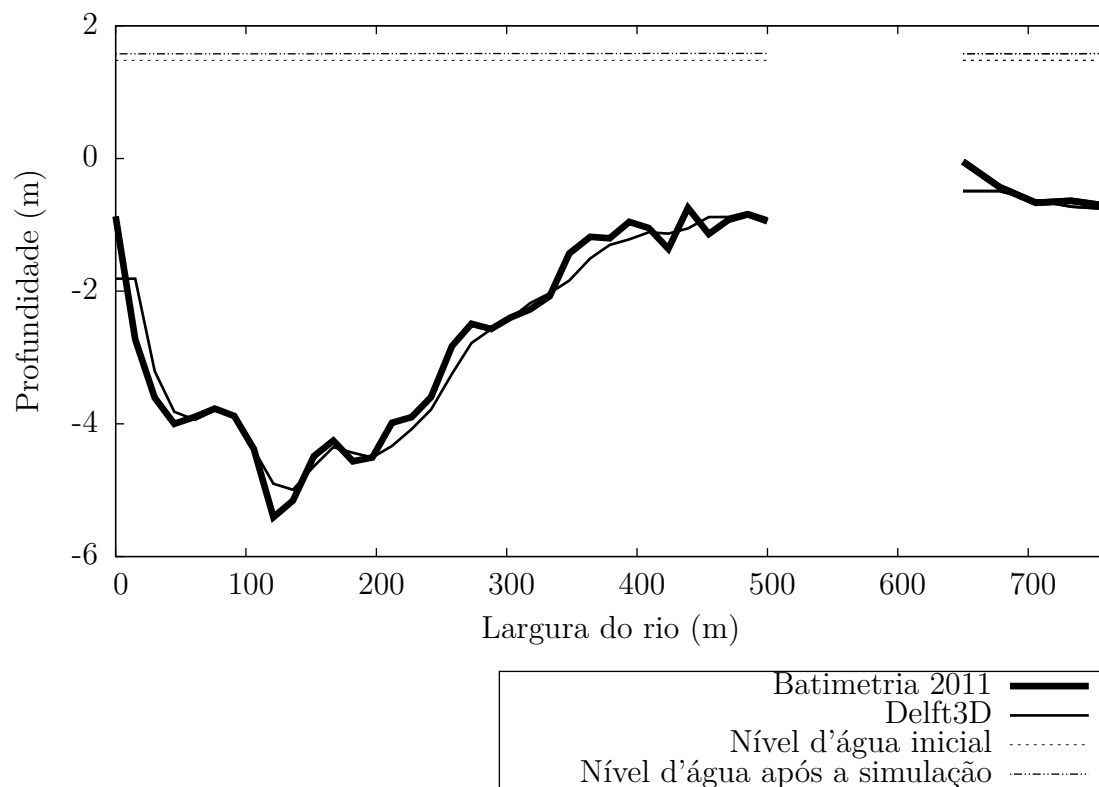


Figura 99 – Seção transversal C - Delft3D.

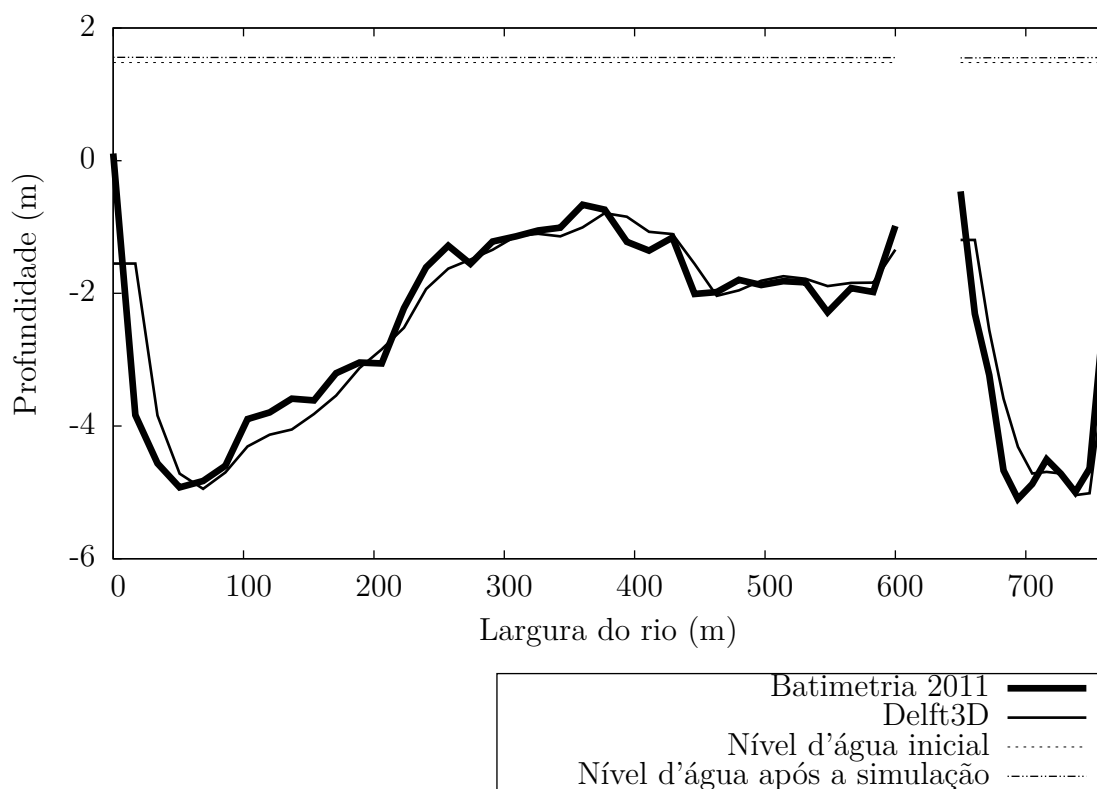


Figura 100 – Seção transversal D - Delft3D.

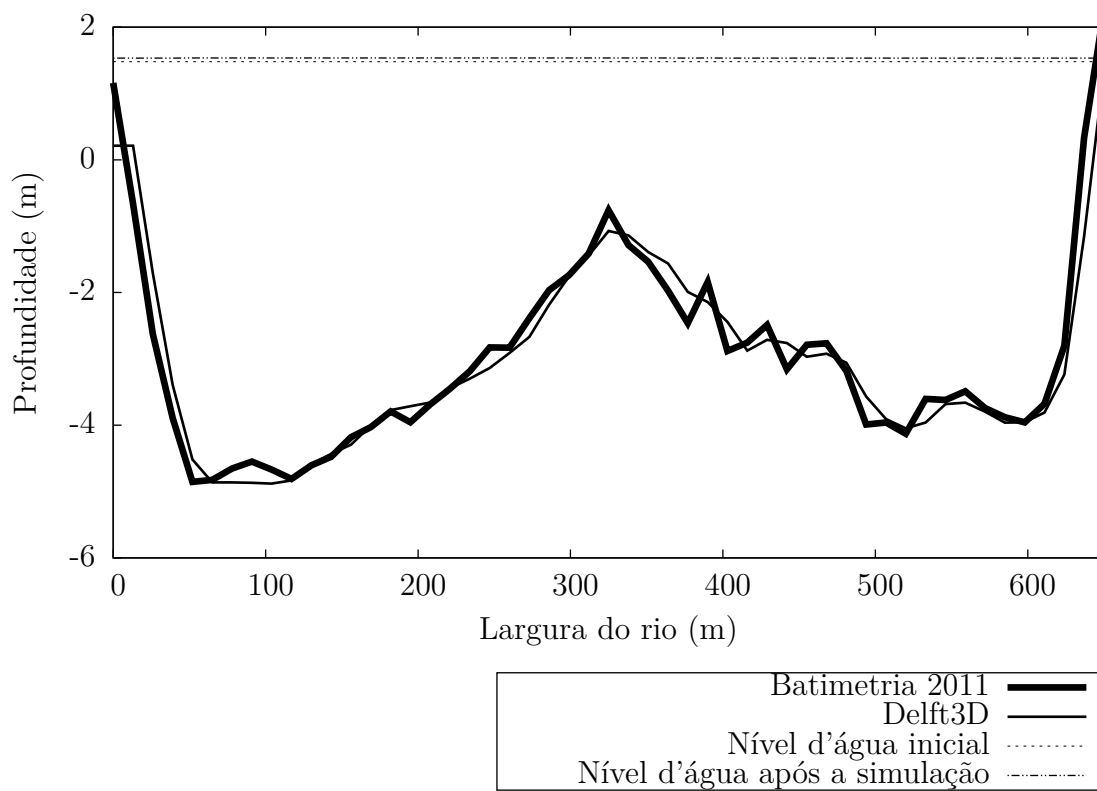


Figura 101 – Seção transversal E - Delft3D.

Ao se aproximar da região da ponte, a profundidade do leito diminui, chegando a 4 metros, principalmente devido as baixas velocidades e a deposição de sedimento ao longo dos anos. A simulação previu que ao se retirar os pilares a erosão tende a aumentar a montante da região da ponte. Esse efeito é registrado na figura 102. As irregularidades do fundo do rio são evidências que os efeitos dos pilares já são sentidos ali e após um ano sem a ponte o leito tende a evoluir para suavizar. Imediatamente antes de onde os pilares estão localizados a erosão do leito também é predominante (Fig. 103).

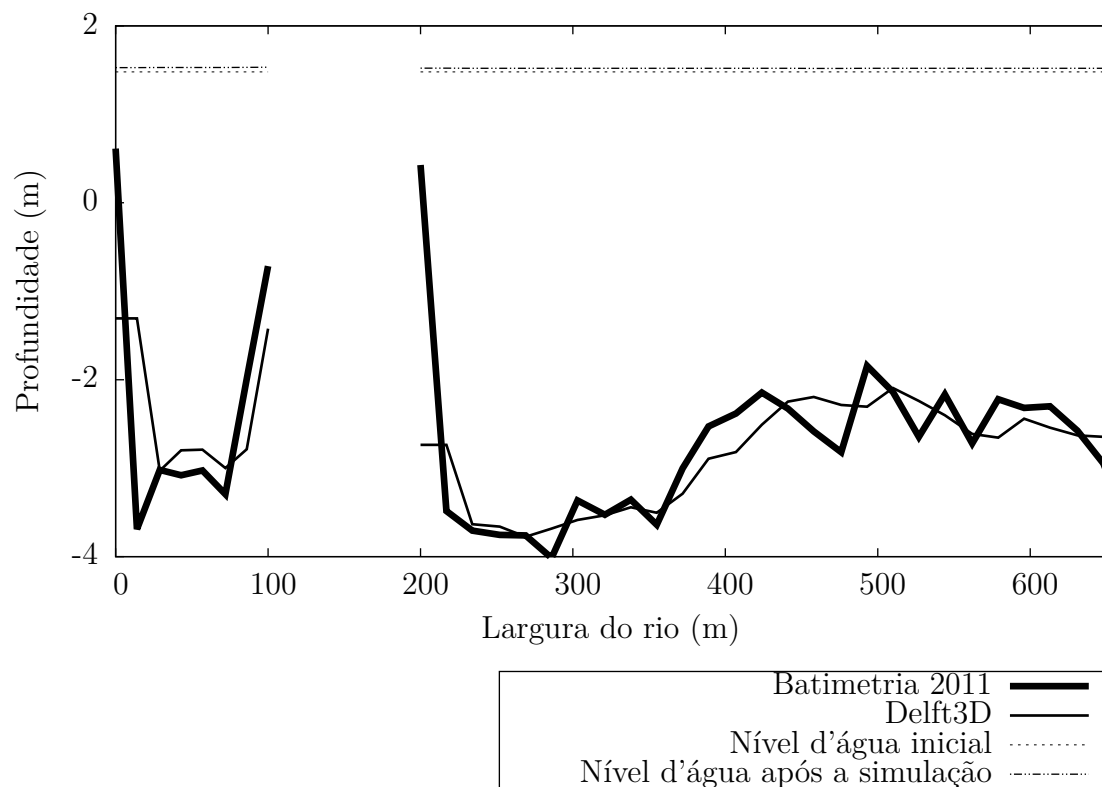


Figura 102 – Seção transversal F - Delft3D.

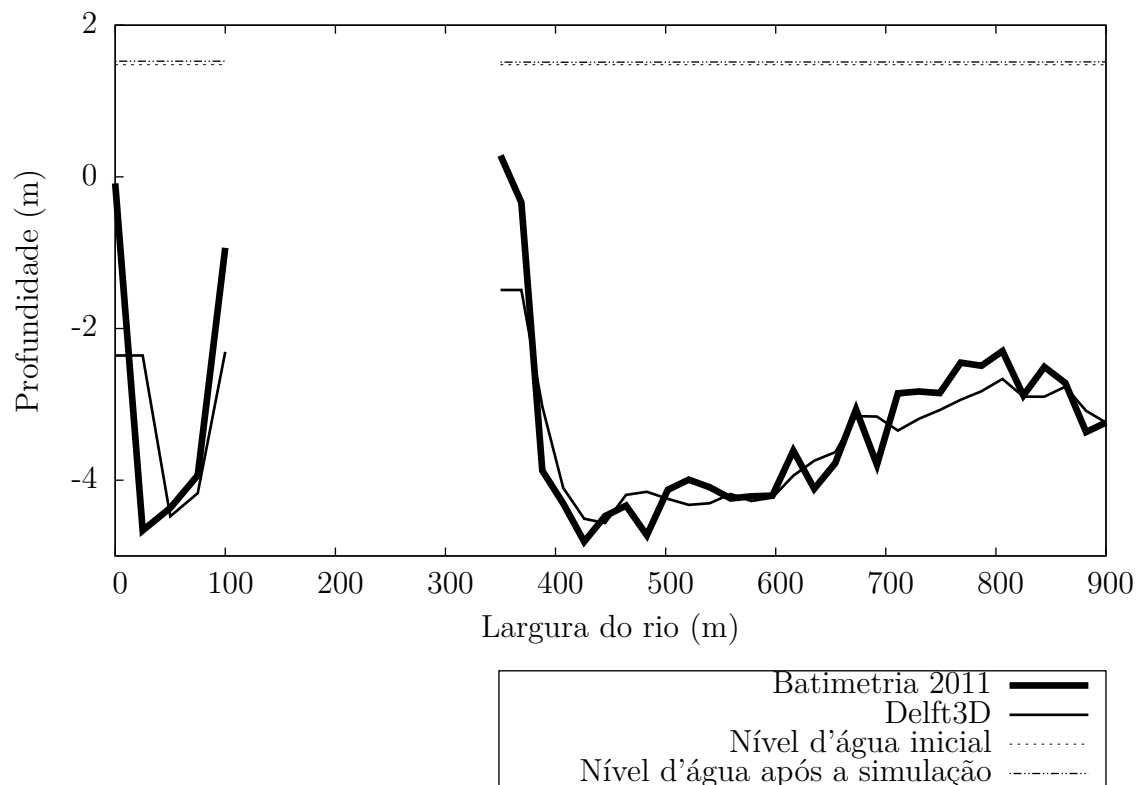


Figura 103 – Seção transversal G - Delft3D.

Imediatamente após a região da ponte, onde as profundidades do leito do rio chegam a 14 metros, o fenômeno de deposição de sedimento é predominante, uma vez que as velocidades e as tensões de cisalhamento tendem a diminuir sem o pilares e os sedimentos erodidos a montante tendem a depositar nessas regiões. A simulação com o Delft3D previu essa situação, como representado nas figuras 104 e 105. As variações abruptas também tendem a ser regularizadas e o leito torna-se mais suavizado.

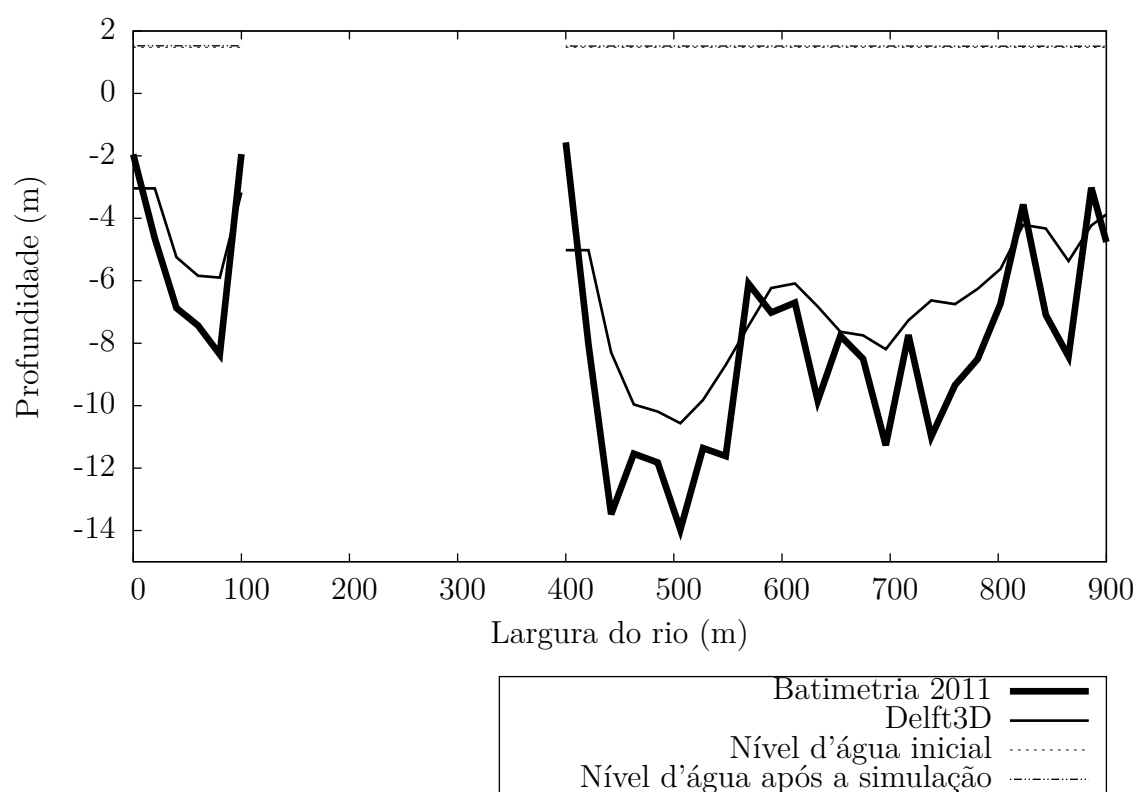


Figura 104 – Seção transversal H - Delft3D.

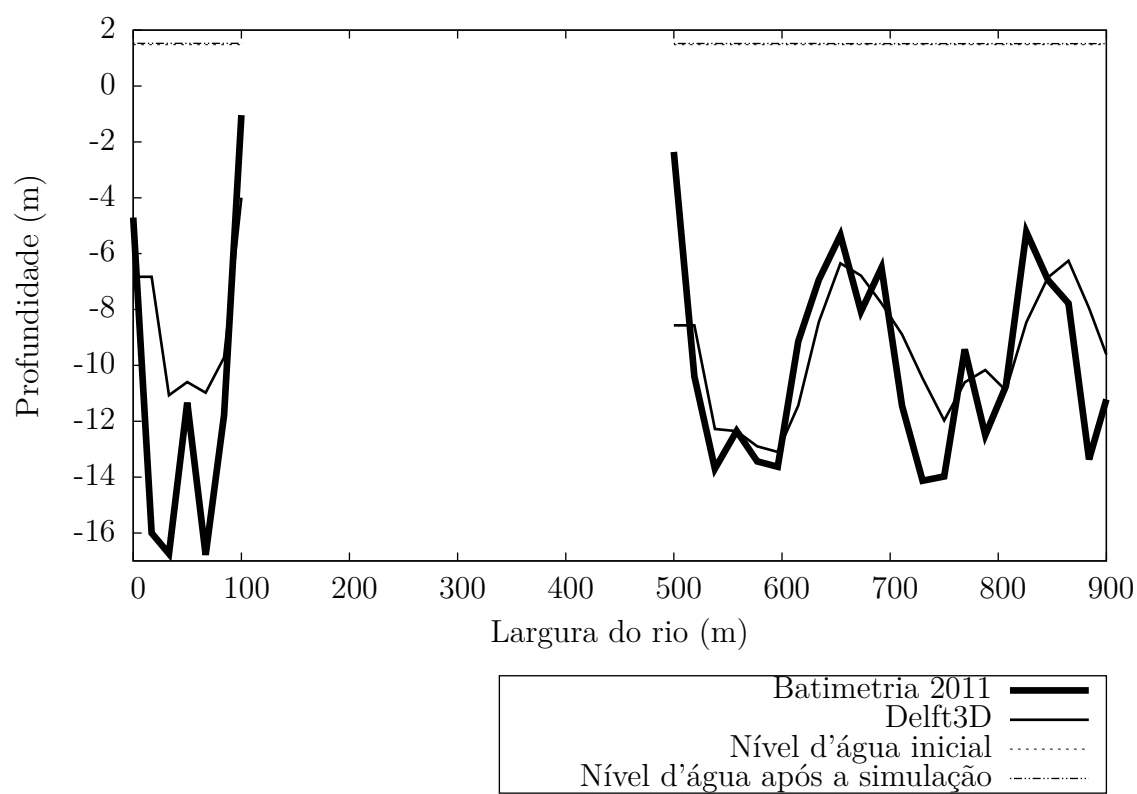


Figura 105 – Seção transversal I - Delft3D.

Devido às maiores taxas de deposição de sedimento nas seções anteriores para a recuperação do leito, é possível observar predominância de erosões nas seções seguintes (Figs. 106 e 107). Isso ocorre porque o sedimento fica retido, na forma de deposição, nas seções transversais com maiores profundidades (Figs. 104 e 105) e não atinge regiões posteriores até que as grandes variações de profundidades sejam reduzidas.

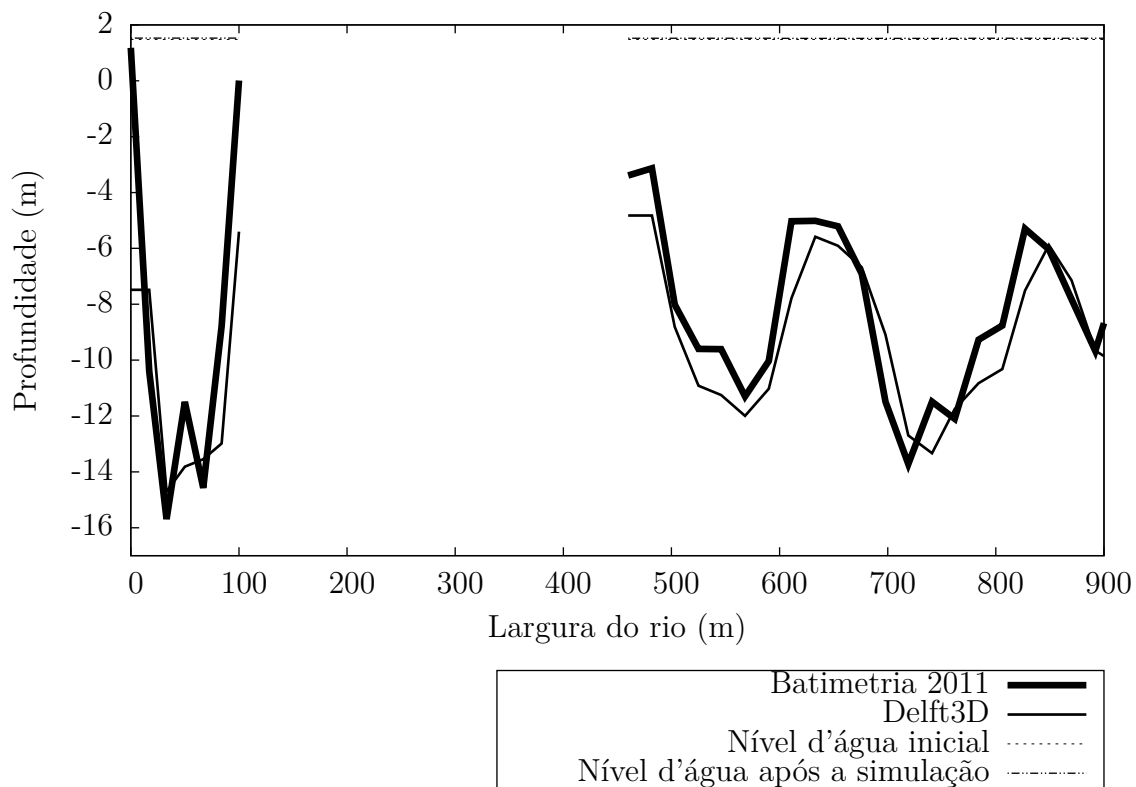


Figura 106 – Seção transversal J - Delft3D.



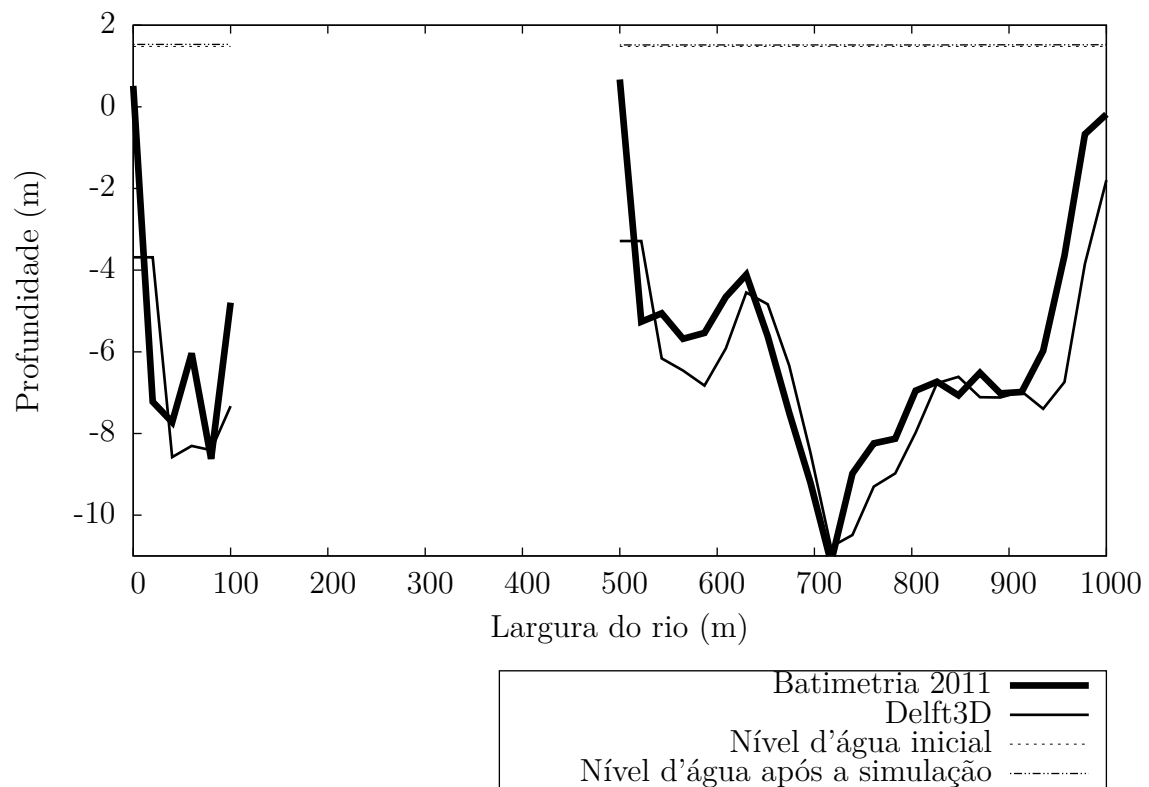


Figura 107 – Seção transversal K - Delft3D.

Na seção transversal da figura 108 observa-se que há predominância do processo de deposição do sedimento para suavizar as variações de profundidade do leito. Porém, os processos são menos intensos do que nas redondezas da região da ponte.

A largura do canal na seção representada na figura 109 diminui devido ao aumento da largura da ilha e o perfil do leito obtido com a simulação é semelhante ao perfil original. Isso é uma evidência que os efeitos da retirada dos pilares do domínio já não é sentida nessa região do rio. Assim, a evolução da morfologia do leito a partir dessa região não depende da influência do obstáculo a montante e o rio mantém suas características naturais preservadas.

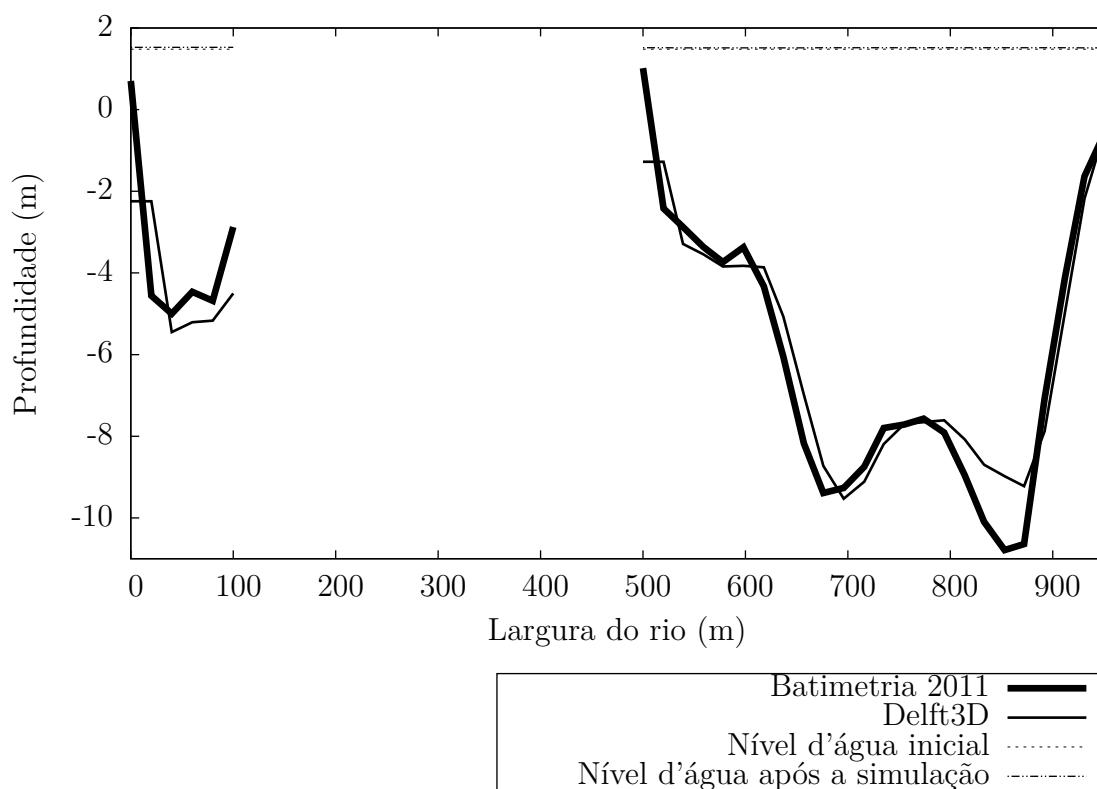


Figura 108 – Seção transversal L - Delft3D.

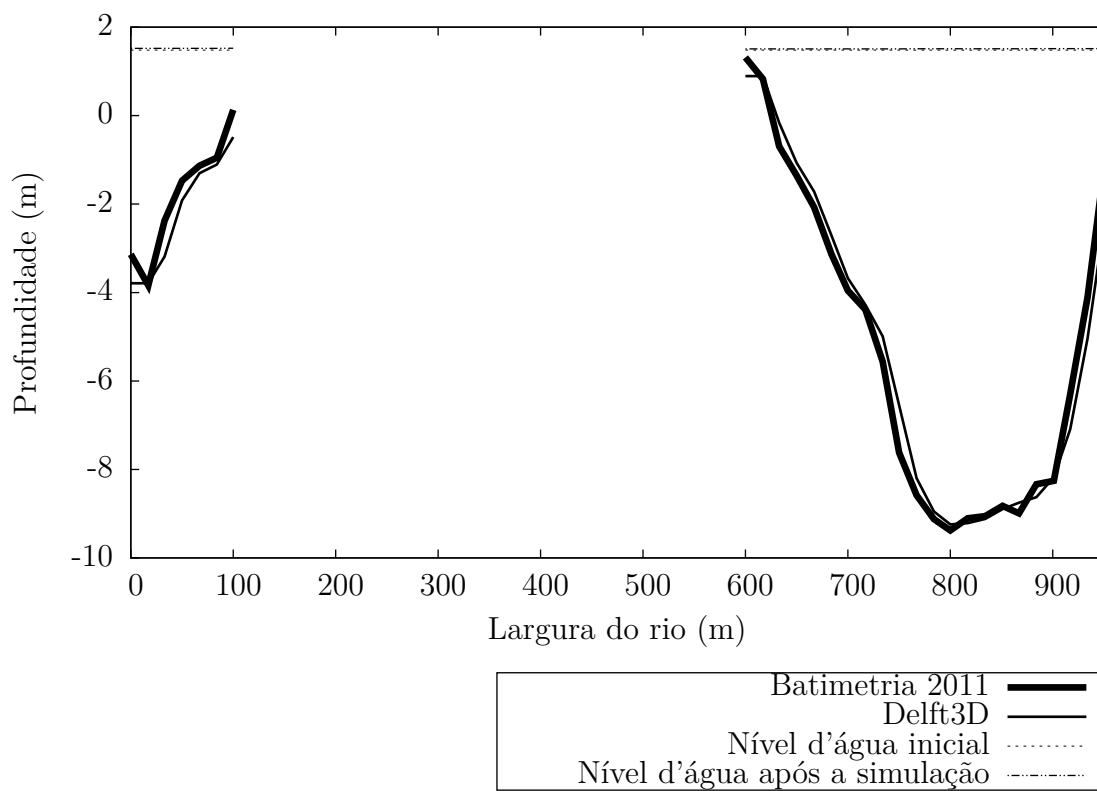


Figura 109 – Seção transversal M - Delft3D.

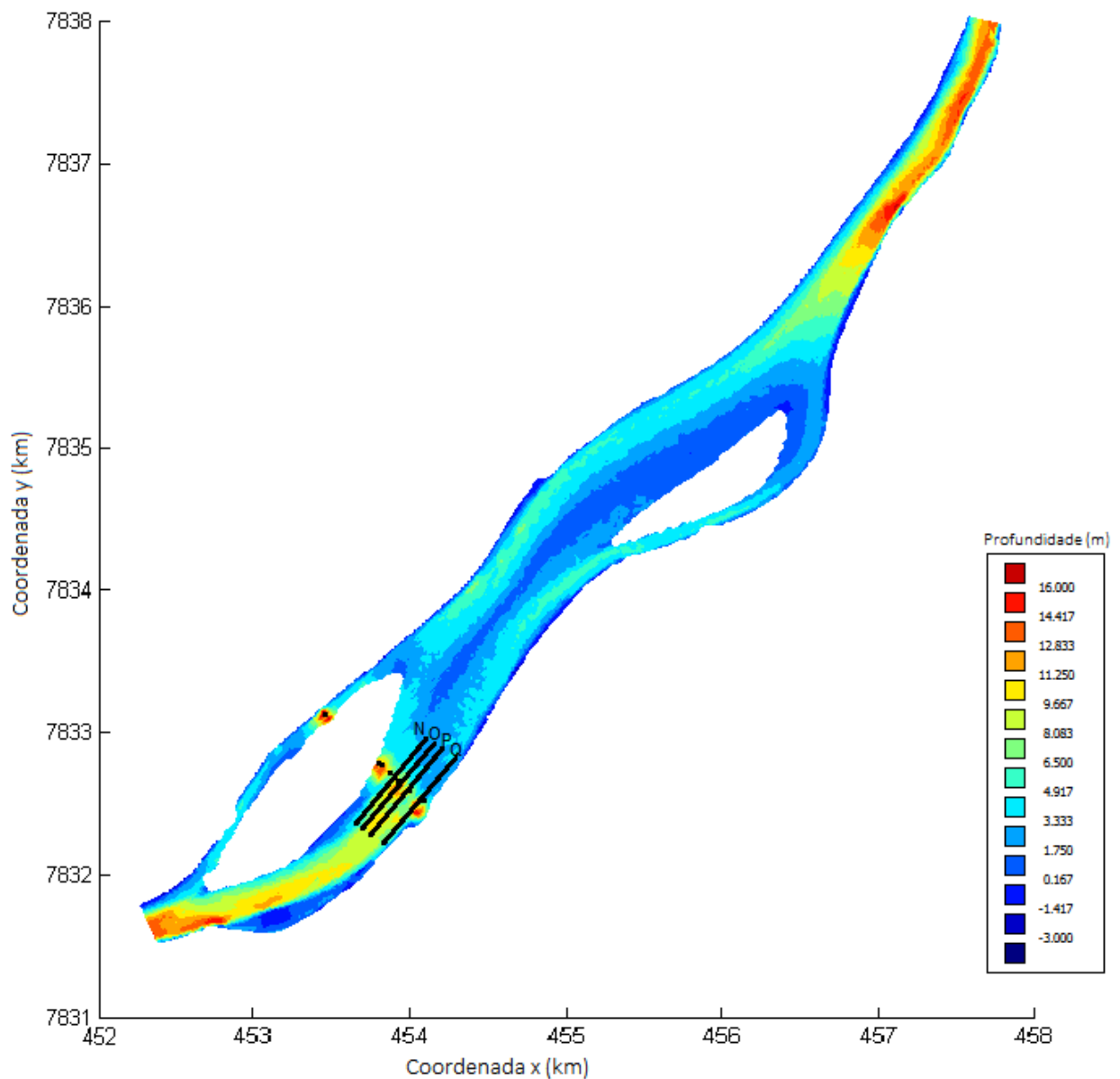


Figura 110 – Localização das seções longitudinais analisadas

As seções longitudinais representadas na figura 110 também foram utilizadas para avaliar a evolução morfológica. Cada seção tem 800 metros de extensão, contendo pontos a montante e a jusante da localização dos pilares da ponte.

Comum a todas as seções longitudinais analisadas, após a região onde está a ponte, as taxas de deposição são previstas na simulação. Como consequência dessa deposição, regiões posteriores sofrem com maiores taxas de erosão. Antes dos pilares a evolução morfológica é menos visível, apesar da predominância dos processos erosivos.

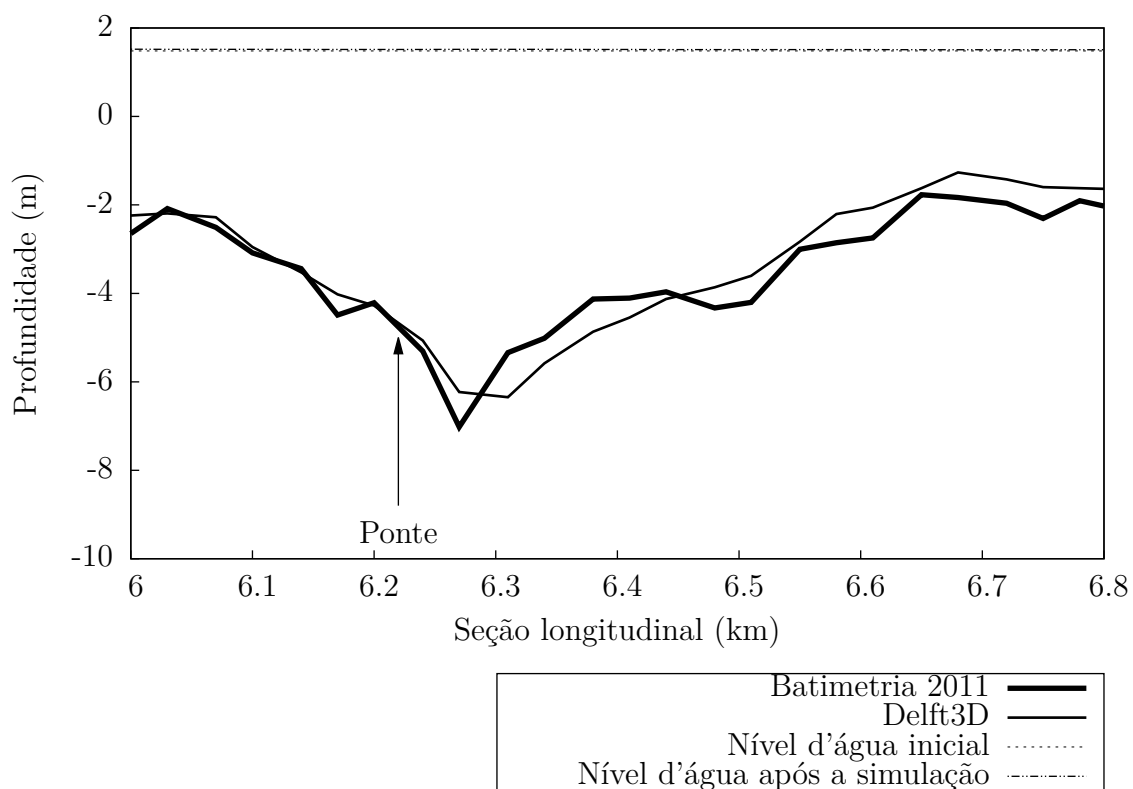


Figura 111 – Seção longitudinal N - Delft3D.

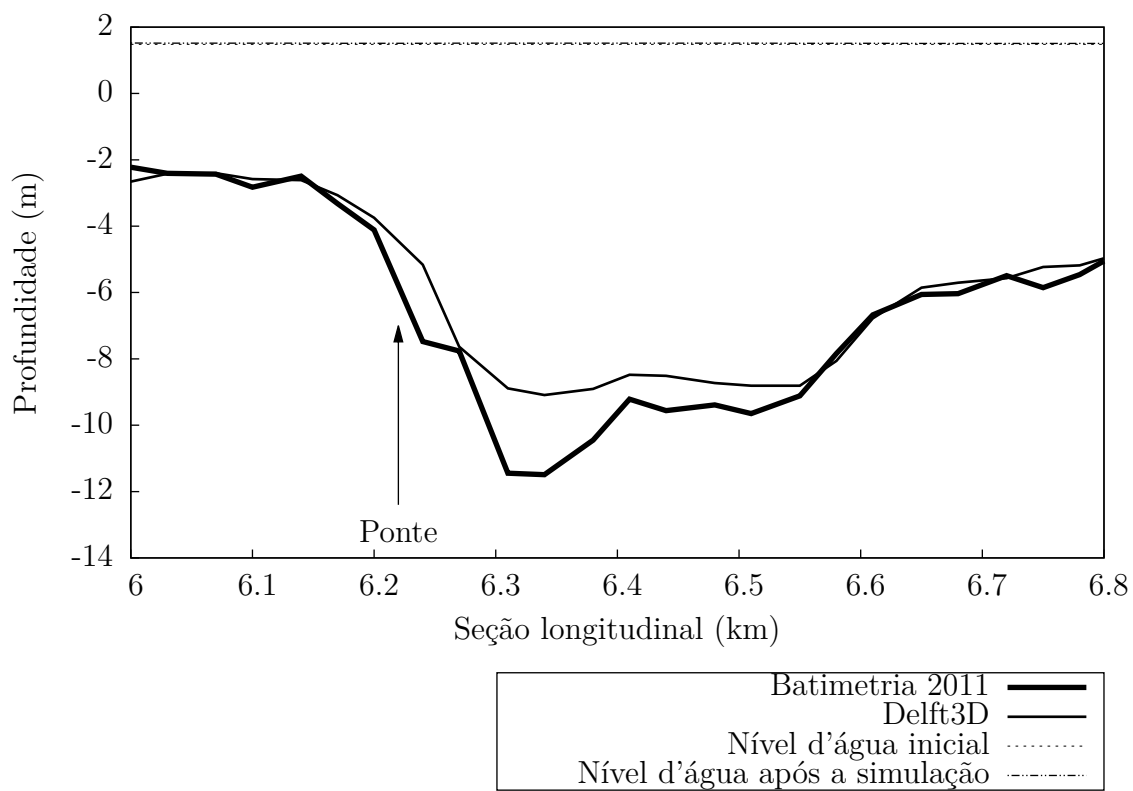


Figura 112 – Seção longitudinal O - Delft3D.

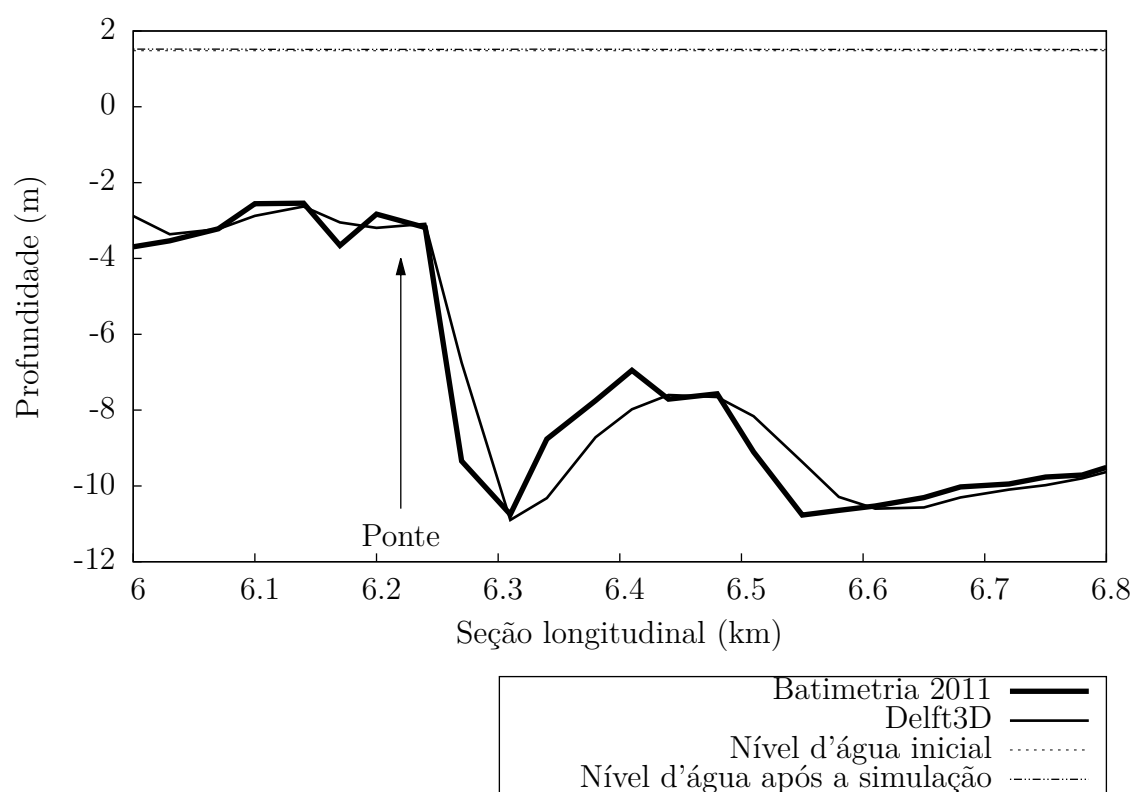


Figura 113 – Seção longitudinal P - Delft3D.

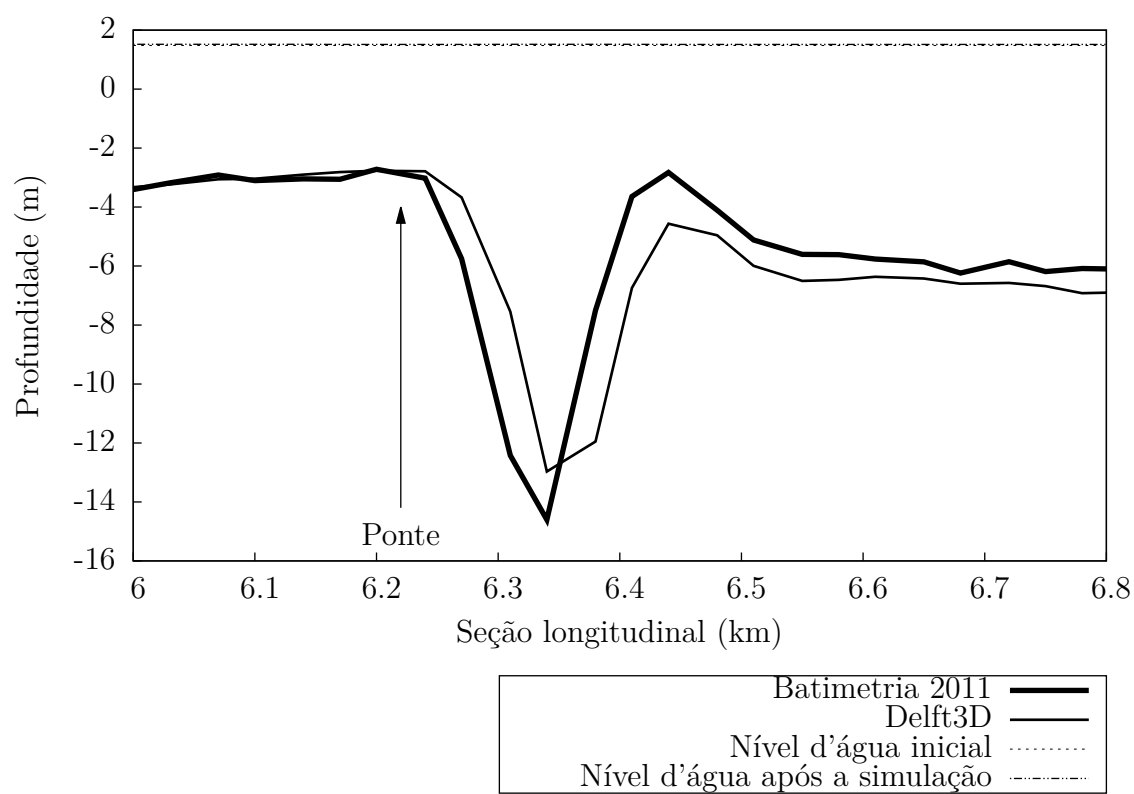


Figura 114 – Seção longitudinal Q - Delft3D.



## 6 Conclusões

Nesse estudo foram implementados dois modelos numéricos bidimensionais verticalmente integrados para avaliar os efeitos dos pilares da ponte Eurico Gaspar Dutra sobre a evolução morfológica do leito do rio Paraguai.

A simulação hidrodinâmica em regime permanente do CCHE2D mostrou-se bastante coerente com os dados medidos em campo, o que confere ao modelo a capacidade de reproduzir a realidade do escoamento do rio. O ajustamento do coeficiente de adaptação ao não-equilíbrio  $\alpha$ , possibilitou representar a capacidade real de transporte de sedimento suspenso e de fundo, segundo as características de evolução morfológica observadas na comparação dos dois últimos levantamentos topográficos realizados na região.

Durante as simulações em regime quase-permanente com o CCHE2D, como se esperava, nas seções a montante da ponte notou-se regiões de deposição devido à diminuição das velocidades de escoamento. Entre os pilares e após a ponte, onde as velocidades do escoamento aumentam, foram observadas regiões de erosões que provocam irregularidades no leito. Esse fenômeno é comprovado pelo aumento do valor da razão largura-elevação média do leito de 6,543 (dados medidos em campo) para 6,610 (dados obtidos após a simulação). Porém, ao se retirar os pilares, outra simulação previu erosões menos intensas a jusante, quase metade, em magnitude, das erosões causadas pelos pilares, de forma que o leito tende a se regularizar com o passar dos anos e conter as grandes variações na profundidade.

A validação da hidrodinâmica do Delft3D também provou que o modelo foi capaz de representar de forma coerente as características do escoamento do rio Paraguai. As simulações em regime permanente para ajustar as condições de contorno de sedimento foram realizadas para determinar a real capacidade de transporte do rio. Esses ajustamentos foram necessários pois, as cargas médias de sedimento suspenso e de leito, contidas no relatório do ITTI (2012) e adotadas nas implementações iniciais, estavam influenciando o transporte próximo ao contorno e provocando alterações não naturais na morfologia. A situação pode ser melhor entendida, como se cargas superestimadas de sedimento estivessem entrando pelo contorno e contribuindo com o aumento dos transporte somente nessa localidade.

Validado e ajustado para a situação sem a influência dos pilares, o Delft3D previu que em regiões distantes, a montante ou a jusante, da região da ponte a modificação da morfologia é sutil para o período de um ano. Essa situação é semelhante ao comportamento

do rio, mesmo com os pilares inseridos como é o caso atual da localidade, uma vez que as distâncias são grandes e os efeitos se tornam menores.

Porém, ao se aproximar da região dos pilares a tendência do leito é erodir, devido à retirada do obstáculo, o aumento das velocidades e o consequente aumento de transporte de sedimento. Já exatamente na região e imediatamente após a ponte, o sedimento tende a depositar como resposta do leito à grande variação de profundidade. As velocidades ali diminuem sem os pilares e o leito busca equilibrar a profundidade da seções.

Pela granulometria do sedimento e os registros de vazão do rio Paraguai sabe-se que este é bastante arenoso e que os níveis d'água variam bastante entre períodos chuvosos e de estiagem. Porém, como pode-se observar pela evolução batimétrica entre 2008 e 2011, e pelas simulações dos modelos, o ritmo da modificações no perfil do fundo do canal é lento, restringindo-se basicamente à região da ponte. Pode-se, então, dizer que o rio alcançou o equilíbrio dinâmico, mas que os pilares influenciaram e ainda influenciam na variação de profundidade da localidade. Essa situação pode ser a causa de um problema futuro estrutural da própria ponte, onde as profundidades são tão grandes que as fundações dos pilares ficam expostas e tendem a ruir, apesar de a ponte Eurico Gaspar Dutra estar consolidada na região de estudo desde os anos de 1940.

Sem os efeitos da ponte, naturalmente o rio tende a corrigir as grandes desigualdades na profundidade por meio de processos erosivos, correspondentes ao aumento das velocidades de escoamento e das tensões de cisalhamento, e de processos de deposição, devido à diminuição das velocidades após a retirada do obstáculo. Esses processos físicos foram observados na comparação da profundidade em seções transversais e longitudinais, em cenários com e sem os pilares, principalmente no Delft3D, onde os resultados foram mais satisfatórios. A capacidade de representar melhor a realidade pelo Delft3D está relacionada ao ajustamento das condições de contorno para o sedimento de fundo e suspenso às características do rio.

Para pesquisas futuras, recomenda-se que seja avaliado os efeitos tridimensionais da presença dos pilares sobre o leito do rio Paraguai. Sugere-se também que a grade seja refinada em todo o domínio e que a evolução das margens seja avaliada, apesar do aumento do tempo de processamento. Por último, recomenda-se que avalie as condições estruturais da ponte, de forma que correções possam ser empregadas.



## Referências

- AL-TAIEE, T.; AL-HAMDANI, A. Morphological variations of a certain tigris river reach for different periods in iraq. *Tikrit Journal of Engineering Sciences*, v. 14, n. 1, p. 104–120, 2007. Citado na página 32.
- ALAM, S.; MATIN, A. Application of 2d morphological model to assess the response of karnafuli river due to capital dredging. *Journal of Water Resources and Ocean Science*, v. 2, n. 3, p. 40–48, 2013. Citado 3 vezes nas páginas 61, 62 e 63.
- BHUIYAN, M. A. H. et al. Regulation of brahmaputra-jamuna river around jamuna bridge site, bangladesh: Geoenvironmental impacts. *Journal of Water Resource and Protection*, v. 2, p. 123–130, 2010. Citado na página 33.
- BISWAS, S. K. Effect of bridge pier on waterways constriction: a case study using 2-d mathematical modeling. In: *Joint Conference on Advances in Bridge Engineering-II*. [S.l.: s.n.], 2010. p. 369–376. Citado na página 31.
- CHAO, X. et al. Numerical modeling of surface flow and transport phenomena with applications to lake pontchartrain. *Lake and Reservoir Management*, 2012. Citado na página 38.
- COLEMAN, S. E.; MELVILLE, B. W. Case study: New zealand bridge scour experiences. *Journal of Hydraulic Engineering*, v. 127, n. 7, p. 535–546, 2001. Citado na página 34.
- DAVIDSON, L. *An Introduction to Turbulence Models*. [S.l.]: Dept. of Thermo and Fluid Dynamics, Chalmers University of Technology,. Citado na página 47.
- DELTARES. *Delft3d-FLOW - Simulation of multi-dimensional hydrodynamic flows and transport phenomena, including sediments, User Manual*. [S.l.], 2014. Citado 6 vezes nas páginas 40, 58, 59, 62, 64 e 96.
- DENG, L.; CAI, C. S. Bridge scour: Prediction, modeling, monitoring, and countermeasures—review. *Practice Periodical on Structural Design and Construction*, v. 15, n. 2, p. 125–134, 2010. Citado na página 34.
- DONG, C.; ACHARYA, K.; STONE, M. Sensitivity analysis of nonequilibrium adaptation parameters for modeling mining-pit migration. *Journal of Hydraulic Engineering*, 2010. Citado na página 57.
- EINSTEIN, H. A. *The Bed-Load Function for Sediment Transportation in Open Channel Flows*. [S.l.]: Technical Bulletin, 1950. Citado na página 53.
- FATHI, M.; HONARBAKHS, A. River channel change simulation of khoshke rud farsan river and bank erosion process using a numerical depth averaged model, cche2d. *Journal of Energy and Environment*, 2012. Citado 2 vezes nas páginas 39 e 58.
- FORMANN, E.; HABERSACK, H.; SCHÖBER, S. Morphodynamic river processes and technique for assessment of channel evolution in alpine gravel bed rivers. *Geomorphology* 90, 340 - 355, 2007. Citado na página 36.

GARCIA, G. E.; GONÇALVES, J. E. Implementação de modelo numérico para avaliação do transporte de sedimentos no reservatório de itaipu - pr. *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, 2011. Citado na página 78.

GEORGE, D. A.; GELFENBAUM, G.; STEVENS, A. W. Modeling the hydrodynamic and morphologic response of an estuary restoration. *Estuaries and Coasts*, v. 35, n. 6, p. 1510–1529, 2012. Citado na página 64.

HASCHENBURGER, J. K. *Sediment Transport Modeling of Channel Scale Geomorphic Processes*. [S.l.], 2012. Citado na página 40.

HASSANZADEH, Y. Hydrodynamics - theory and model. In: \_\_\_\_\_. [S.l.]: InTech, 2012. cap. Hydraulics of Sediment Transport, p. 23–58. Citado na página 30.

HERBICH, J. B. *Spur Dikes Prevent Scour at Bridge Abutments*. [S.l.: s.n.], 1966. Citado na página 34.

HUANG, J.; HILLDALE, R. C.; GREIMANN, B. P. Erosion and sedimentation manual. In: \_\_\_\_\_. [S.l.]: Bureau of Reclamation, 2006. cap. Cohesive Sediment Transport. Citado na página 62.

HUANG, S. L.; NG, C. O. Hydraulics of a submerged weir and applicability in navigational channels: Basic flow structures. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 2007. Citado na página 36.

ITTI, I. T. de Transportes e I. Dragagem do passo do jacaré na hidrovia paraguai - paraná. *Universidade Federal do Paraná*, 2012. Citado 13 vezes nas páginas 13, 65, 67, 68, 69, 71, 75, 79, 80, 97, 101, 108 e 137.

JIA, Y.; WANG, S. Numerical model for channel flow and morphological change studies. *Journal of Hydraulic Engineering*, 1999. Citado 6 vezes nas páginas 36, 37, 38, 39, 40 e 58.

JIA, Y.; WANG, S. *CCHE2D: Two-dimensional Hydrodynamic and Sediment Transport - Model For Unsteady Open Channel Flows Over Loose Bed*. [S.l.], 2001. Citado 6 vezes nas páginas 45, 47, 48, 49, 50 e 51.

KAMANBEDAST, A. A.; NAROLLAHPOUR, R.; MASHAL, M. Estimation of sediment transport in river using cche2d model (case study: Karkheh river). *Indian Journal of Science and Technology*, 2013. Citado na página 53.

KHAN, A. A.; CADAVID, R.; WANG, S. S. Y. Simulation of channel confluence and bifurcation using the cche2d model. *Water and Maritime Engineering*, 2000. Citado na página 39.

LAI, Y. G.; GAEUMAN, D. *Bedload Adaptation Length for Modeling Bed Evolution in Gravel-Bed Rivers*. [S.l.], 2013. Citado na página 57.

LESSER, G. R. *An Approach to Medium-term Coastal Morphological Modelling*. Tese (Doutorado) — Delft University of Technology, 2009. Citado na página 40.

MAYS, L. W. *Water Resources Engineering*. [S.l.]: Wiley, 2005. Citado 2 vezes nas páginas 33 e 34.

- NAKAO, R. et al. Avaliação de patologias na ponte ferroviária Eurico Gaspar Dutra sobre o rio Paraguai, no pantanal de Mato Grosso do Sul. In: *Anais do 51º Congresso Brasileiro do Concreto*. [S.l.: s.n.], 2009. Citado 2 vezes nas páginas 13 e 66.
- NARDI, L.; CAMPO, L.; RINALDI, M. Quantification of riverbank erosion and application in risk analysis. *Nat Hazards*, n. 69, p. 869–887, 2013. Citado na página 41.
- NASSAR, M. A. Multi-parametric sensitivity analysis of cche2d for channel flow simulations in Nile river. *Journal of Hydro-environment Research*, 2010. Citado na página 36.
- PATHAK, M. C.; KOTNALA, K. L.; PRABAHARAN, N. Effects of bridge piers on a tropical estuary in Goa, India. *Journal of Coastal Research*, v. 4, n. 3, p. 475–481, 1988. Citado na página 31.
- QAMAR, M. U.; BAIG, F. Calibration of cche2d for sediment simulation of Tarbela reservoir. In: *World Congress on Engineering*. [S.l.: s.n.], 2012. I. Citado na página 57.
- RAHUEL, J. L. et al. Modeling of riverbed evolution for bedload sediment mixtures. *Journal of Hydraulic Engineering*, v. 115, n. 11, p. 1521 – 1542, 1989. Citado na página 57.
- RANDLE, T. J. et al. River processes and restoration. In: \_\_\_\_\_. [S.l.]: Bureau of Reclamation, 2006. cap. 7. Citado na página 31.
- RICHARDSON, E. V.; SIMONS, D. B.; LAGASSE, P. F. *River Engineering for Highway Encroachments*. [S.l.]: National Highway Institute, 2001. Citado na página 33.
- SCOTT, S. H.; JIA, Y. Simulation of sediment transport and channel morphology change in large river systems. *US-China Workshop on Advanced Computational Modelling in Hydroscience and Engineering*, 2005. Citado 3 vezes nas páginas 38, 39 e 56.
- SIMÕES, F. J. M.; YANG, C. T. Sedimentation modeling for rivers and reservoirs. In: \_\_\_\_\_. [S.l.]: Bureau of Reclamation, 2006. cap. 5. Citado na página 34.
- STEFFLER, P.; BLACKBURN, J. *River2D - Two-Dimensional Depth Averaged Model of River Hydrodynamics and Fish Habitat - Introduction to Depth Averaged Modeling and User's Manual*. [S.l.], 2002. Citado 3 vezes nas páginas 37, 38 e 40.
- SUVENU, R. The effect of road crossing on river morphology and riverine aquatic life: A case study in Kunur River basin, West Bengal. *Ethiopian Journal of Environmental Studies and Management*, v. 6, p. 835–845, 2013. Citado na página 32.
- TALIB, S. H. A.; YUSOFF, M. S.; HASAN, Z. A. Modeling of sedimentation pattern in Bukit Merah reservoir, Perak, Malaysia. *Procedia Engineering*, 2012. Citado na página 39.
- TROUW, K. et al. Numerical modelling of hydrodynamics and sediment transport in the surf zone: A sensitivity study with different types of numerical models. In: *Coastal Engineering*. [S.l.: s.n.], 2012. v. 33, p. 1–12. Citado na página 64.
- VAN RIJN, L. C. *Principles of Sediment Transport in Rivers, Estuaries and Coastal Seas*. [S.l.]: Aqua Publications, 1993. Citado 5 vezes nas páginas 29, 30, 35, 37 e 50.

- VULK, V. *Numerical Modelling of Sediment Transport over Hydraulic Structures*. Dissertação (Mestrado) — Delft University of Technology, 2010. Citado na página 40.
- WU, W. *CCHE2D Sediment Transport Model - Version 2.1*. [S.l.], 2001. Citado 4 vezes nas páginas 53, 54, 55 e 56.
- WU, W.; RODI, W.; WENKA, T. 3d numerical modeling of flow and sediment transport in open channels. *Journal of Hydraulic Engineering*, v. 126, n. 1, p. 4–15, 2000. Citado na página 57.
- WU, W.; VIEIRA, D. A. *One-Dimensional Channel Network Model CCHE1D - Version 3.0*. [S.l.], 2002. Citado na página 57.
- YEH, K. C. et al. Numerical simulations - examples and applications in computational fluid dynamics. In: \_\_\_\_\_. [S.l.]: InTech, 2010. cap. Numerical Simulation of Sediment Transport and Morphological Change of Upstream and Downstream Reach of Chi-Chi Weir, p. 311–326. Citado na página 32.
- ZHANG, Y. *CCHE-GUI - Graphical Users Interface for NCCHE Model User's Manual - Version 2.2*. [S.l.], 2005. Citado na página 57.
- ZHANG, Y. *CCHE-GUI - Graphical Users Interface for NCCHE Model User's Manual - Version 3.0*. [S.l.], 2006. Citado 3 vezes nas páginas 27, 36 e 43.
- ZHANG, Y.; JIA, Y. *CCHE-MESH: 2D Structured Mesh Generator User's Manual - Version 3.x*. [S.l.], 2009. Citado 5 vezes nas páginas 43, 44, 45, 73 e 74.
- ZHU, Z.; LIU, Z. Cfd prediction of local scour hole around bridge piers. *Journal of Central South University of Technology*, 2012. Citado 3 vezes nas páginas 33, 49 e 53.